

AALTO – YLIOPISTO
Teknillinen Korkeakoulu
Insinööritieteiden ja arkkitehtuurin tiedekunta
Yhdyskunta- ja ympäristötekniikan laitos
Pohjarakennus ja maamekaniikka

JUHA VILJANEN

**EUROKOODIN VAIKUTUS PILARISTABILOIDUN MAAN VARAAN
PERUSTETUN RATAPENKEREEN MITOITUKSEEN**

Pohjarakennuksen ja maamekaniikan
syventymiskohteen diplomityö, joka on jätetty
opinnäytteenä tarkastettavaksi diplomi-
insinöörin tutkintoa varten.

Espoossa, 2010

Työn valvoja: Prof. Pauli Vepsäläinen
Työn ohjaaja: DI Jaakko Heikkilä

Tekijä:	Juha Viljanen		
Diplomityö:	Eurokoodin vaikutus pilaristabiloidun maan varaan perustetun ratapenkereen mitoitukseen		
Päivämäärä:	12.2.2010	Sivumäärä:	110
Professuuri:	Pohjarakennus ja maamekaniikka	Koodi:	Rak-50
Valvoja:	Prof. Pauli Vepsäläinen		
Ohjaaja:	DI Jaakko Heikkilä		
Avainsanat:	pilaristabilointi, eurokoodi, ratapenger, elementtimenetelmä		
<p>Tässä diplomityössä on tutkittu Eurokoodien vaikutusta pilaristabiloinnin mitoitukseen vertailevien mitoituslaskelmien avulla. Vertailevat pilaristabiloinnin mitoituslaskelmat on suoritettu esimerkkikohteelle nykyisten Tiehallinnon ohjeiden sekä Eurokoodin mitoitusmenetelmän mukaisesti. Laskelmien esimerkkikohteena on käytetty pilaristabiloidun maan varaan perustettua ratapengertä.</p> <p>Vertailevien mitoituslaskelmien tuloksista nähdään, että Eurokoodin osavarmuusmenetelmä lisää pilaristabiloinnin mitoitusprosessin kokonaisvarmuustasoa. Mitoituksen varmuustason kasvaminen johtaa mitoitustuloksen eli pilarien k/k-välin tihentymiseen. Mitoitusprosessin määrääväksi mitoitustarkasteluksi muodostuivat kaikissa mitoitus tapauksissa pilarin puristusjännitystarkastelut murtorajatilassa. Penkereen kokonaisvakavuus tai käyttörajatilan painumatarkastelut eivät vaikuttaneet mitoituksen lopputulokseen.</p> <p>Tihentyneen pilarivälin vaikutusta jännitysten jakautumiseen pilaristabiloidussa maassa tutkittiin elementtimenetelmään pohjautuvan Plaxis v8.6 -ohjelmiston avulla. Plaxis-laskelmissa käytettiin kahta geometriamallia, joita erotti pilarien k/k-välin suuruus. Pilarien k/k-väleinä käytettiin Tiehallinnon nykyisen mitoituksen sekä Eurokoodin määräävimman mitoitus tapauksen mitoitustuloksia. Laskentamallien avulla vertailtiin myös penkereen vertikaalisia muodonmuutoksia sekä pilarin ja maan välisen yhteistoiminnan toteutumista.</p> <p>Elementtimenetelmällä suoritettujen laskelmien tuloksista nähdään, että vertikaaliset jännitykset muodostuvat tarkastelutasossa selvästi Tiehallinnon nyky mitoitusmenetelmässä sallittuja puristusjännityksiä pienemmiksi. Eurokoodin tihentyneen pilarivälin tapauksessa tilanne korostuu entisestään. Elementtimenetelmällä suoritettujen tarkasteluiden tulosten pohjalta on vaikea perustella pilaristabiloinnin mitoituksen nykyisen varmuustason nostamisen välttämättömyyttä.</p>			

Author:	Juha Viljanen		
Thesis:	The effect of Eurocode on dimensioning proses of lime cement column stabili- zation for railway embankments		
Date:	12.2.2010	Number of pages:	110
Professorship:	Soil mechanics and foundation engi- neering	Code:	Rak-50
Supervisor:	Prof. Pauli Vepsäläinen		
Instructor:	DI Jaakko Heikkilä		
Key Words:	stabilised soil, eurocode, railway embankment, finite element method		
<p>In this thesis the effect of the Eurocode design method on the dimensioning proses of stabilised columns has been investigated. Dimensioning calculations of stabilised columns made according to the guidelines of the Eurocode design method and according to the current Finnish Transport Administration’s design method are compared. The dimensioning calculations were carried out in relation to a case study of a railway embankment.</p> <p>Comparing the results of the design calculations indicates that the Eurocode partial factor method yields a higher overall factor of safety than the current dimensioning methods. Increased factor of safety results in a higher column pattern density. Compression strains in the ultimate limit state were the limiting factor in all design process cases. The overall stability or vertical deformations did not affect the outcome of the design process.</p> <p>The effect of various column pattern densities on vertical strains was studied with using the finite element method. The calculations based on the finite element method were made with Plaxis v8.6 software. Calculations were made using two different geometry models, each with a different columns center to center distance. These center to center distances were obtained using the current Finnish Transport Administration’s design method and the Eurocode design method. Vertical de- formations of the embankment and the interaction between the soil and the columns were also compared in the calculation models.</p> <p>The results obtained with the finite element method show that the obtained vertical strains were significantly smaller than those calculated with the current Finninsh Trasport Administration di- mensioning method. For those calculated according to the Eurocode the difference is even more pronounced. On the basis of the calculation results obtained it is difficult to justify that the in- crease of the current safety level of the design method is necessary.</p>			

SISÄLLYSLUETTELO

TIIVISTELMÄ.....	2
ABSTRACT.....	3
ALKUSANAT	3
MERKINNÄT	4
1 JOHDANTO.....	7
2 SYVÄSTABILOINNISTA	8
2.1 Yleisesti.....	8
2.2 Lyhyt kehityshistoria ja nykytilanne Suomessa.....	8
2.3 Menetelmien luokittelu.....	10
2.4 Tuotantotekniikka	11
2.4.1 Yleistä	11
2.4.2 Kuivamenetelmä.....	11
2.4.3 Märkämenetelmä	14
2.4.4 Hybridimenetelmä.....	14
2.5 Lujuuteen vaikuttavat tekijät.....	15
2.5.1 Yleistä	15
2.5.2 Sideaine.....	15
2.5.3 Maaperä.....	18
2.5.4 Tuotantotekniikka.....	19
2.6 Laatu	20
2.6.1 Yleistä	20
2.6.2 Mitoitus laadun lähtökohtana	21
2.6.3 Laadunvalvonta laboratoriossa.....	21
2.6.4 Laadunvalvonta työn aikana	22
2.6.5 Lopputuloksen laadunvalvonta.....	22
2.7 Menetelmän taloudellisuus.....	23
3 PILARISTABILOIDUN MAAN VARAAN PERUSTETTU RATAPENGER.....	24
3.1 Yleistä.....	24
3.2 Ratapenger.....	24
3.3 Pilaristabiloitu maa	25
3.3.1 Yleistä	25
3.3.2 Pohjamaan ja pilarin ominaisuudet	26
3.3.3 Pilarin ja maan yhteistoiminta	27
3.4 Junakuormat	29
3.4.1 Yleistä	29

3.4.2	Pystysuorat junakuormat.....	29
3.4.3	Kuormakaaviot	31
3.4.4	Akselikuormien jakautuminen.....	32
4	PILARISTABILOINNIN MITOITUS	33
4.1	Yleistä.....	33
4.2	Mitoitusmenetelmät	33
4.2.1	Kokonaisvarmuusmenetelmä.....	33
4.2.2	Osavarmuusmenetelmä	34
4.3	Mitoituksen lähtökohdat.....	34
4.3.1	Yleistä	34
4.3.2	Pilarien mitoitusyytyypit.....	34
4.3.3	Kuormien jakautuminen.....	36
4.3.4	Stabiloidun maan materiaaalimalli.....	37
4.3.5	Luonnontilainen vakavuus	38
4.3.6	Painuma.....	38
4.4	Syvästabiloinnin suunnitteluohje.....	39
4.4.1	Yleistä	39
4.4.2	Mitoitusprosessi.....	39
4.4.3	Kimmoisan pilarin mitoitus	40
4.4.4	Stabiloinnin leveys	44
4.4.5	Kokonaisvakavuus.....	44
4.5	Eurokoodit.....	47
4.5.1	Eurokoodien tausta	47
4.5.2	Eurokoodi standardit	47
4.5.3	Kansallinen liite.....	49
4.5.4	Eurokoodin rakenne	49
4.5.5	Rajatilamenettely	50
4.5.6	Geotekniset vaativuusluokat	50
4.5.7	Mitoitustilanteet.....	51
4.5.8	Ominaisarvot.....	51
4.5.9	Kuormien ja geoteknisten parametrien mitoitusarvot	51
4.5.10	Murtorajatilat	52
4.5.11	Mitoitustavat	53
4.5.12	Kuormien ja maaparametrien osavarmuusluvut (YM)	55
4.5.13	Kuormien ja maaparametrien osavarmuusluvut (LVM-luonnos)	58
4.5.14	Käyttöraajatilat	59
4.5.15	Maapohjan vahvistaminen ja lujittaminen	61

5	PILARISTABILOINNIN MITOITUSLASKELMAT	62
5.1	Yleistä.....	62
5.2	Laskentamallin ominaisuudet	62
5.2.1	Geometria.....	62
5.2.2	Materiaalit.....	63
5.2.3	Kuormat	65
5.3	Mitoitustarkastelut.....	65
5.3.1	Yleistä	65
5.3.2	Tarkastelutapaukset.....	66
5.3.3	Varmuuslukujen yhdistelmät.....	67
5.4	Tulokset.....	67
5.4.1	Luonnollinen vakavuus	67
5.4.2	Mitoitustulokset YM1, YM2 ja YM3	68
5.4.3	Mitoitustulokset LVM1, LVM2 ja LVM3.....	70
5.4.4	Kokonaisvakavuus.....	72
5.4.5	Käyttörajan stabiliteetti.....	75
5.4.6	Pilarien mitoittaminen stabiliteettiin perustuen.....	75
5.4.7	Maan kestävyuden osavarmuusluvun vaikutus	75
5.5	Pilaristabiloinnin mitoituslaskelmien yhteenveto.....	78
6	JÄNNITYSTEN JAKAUTUMINEN PILARISTABILOIDUSSA MAASSA.....	81
6.1	Yleistä.....	81
6.2	Elementtimenetelmään pohjautuvat tarkastelut	81
6.2.1	Tarkastelutapaukset.....	81
6.2.2	Elementtimenetelmän geometriamallit	82
6.2.3	Kuormat	83
6.2.4	Rajatilat	84
6.2.5	Tasomallin erityispiirteet	85
6.2.6	Pyörähdysymmetriamallin erityispiirteet	86
6.2.7	Materiaalimallit ja parametrit	86
6.3	Elementtimenetelmälaskelmien tulokset.....	88
6.3.1	Yleistä	88
6.3.2	Jännityslaskelmien tulokset	89
6.3.3	Painumalaskelmien tulokset	96
6.4	FEM laskelmien yhteenveto.....	97
6.4.1	Jännitystarkastelut	97
6.4.2	Muodonmuutokset.....	99
6.4.3	FEM tulosten vertailu klassiseen mitoitukseen	100

7	JOHTOPÄÄTÖKSET	101
8	LÄHDELUETTELO.....	103

ALKUSANAT

Tämä diplomityö tehtiin opinnäytetyönä Teknillisen Korkeakoulun Pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratoriossa. Tutkimus tehtiin Ratahallintokeskuksen tilauksesta. Työn valvojana toimi Teknillisen Korkeakoulun Pohjarakennuksen ja maamekaniikan prof. Pauli Vepsäläinen. Työn ohjaajana toimi DI Jaakko Heikkilä.

Haluan esittää kiitokset kaikille niille henkilöille, jotka edesauttoivat työni edistymistä arvokkailla neuvoilla, ohjauksella sekä kannustuksella tutkimuksen eri vaiheissa. Erityiskiitokset tutkimuksen tilaajalle RHK:lle, työn ohjaajalle, prof. Pauli Vepsäläiselle sekä avustavalle ohjaajalle DI Vesa Oksaselle. Kiitokset haluan lausua myös Pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratorion henkilökunnalle sekä Geomap Oy:n välle saamastani tuesta.

Helsinki, helmikuussa 2010.

Juha Viljanen

MERKINNÄT

A_m	maan pinta-ala
A_p	pilarin pinta-ala
C_d	rajoittava mitoitusarvo kuorman vaikutukselle
C_u	saven maksimi leikkauslujuus
E	kimmomoduuli
E_d	kuorman vaikutusten mitoitusarvo
E_{pil}	pilarin muodonmuutosmoduuli
F_c	rakenteen kokonaisvarmuusluku
F_d	kuorman mitoitusarvo
F_k	kuorman ominaisarvo
F_{rep}	kuorman edustava arvo
I_c	konsistenssiluku
I_p	plastisuusluku
K_{FI}	luotettavuuden kuormakerroin
K_0	lepopainekerroin
M	maan kokoonpuristuvuusmoduuli
M_a	ulkoisten kuormien aiheuttama aktiivimomentti
M_p	maan liukuvastuksen aiheuttama passiivimomentti murtotilassa
R_d	kestävyyden mitoitusarvo
X_d	geotekninen mitoitusarvo
X_k	materiaaliominaisuuden ominaisarvo
a	pilarin suhteellinen pinta-ala
a_d	mittatiedon mitoitusarvo
c	koheesio
c_u	suljettu leikkauslujuus
e	huokosluku
Δh	pilaroidun maakerroksen paksuus
k_h	horisontaalijännityksen kerroin (=1)
k_x	vaakasuuntainen vedenläpäisevyys
k_y	pystysuuntainen vedenläpäisevyys
k_l	vedenläpäisevyys
m	maan moduuliluku

q	deviatorinen jännitys
q_{liik}	tasainen liikennekuorma
q_{maa}	maalle tuleva osa kokonaiskuormasta
q_u	puristuslujuus
q_0	penkereen aiheuttama kokonaiskuorma
q_1	pilarille tuleva kuorma
q_2	maalle tuleva kuorma
s_{maa}	maalle siirtyvän kuormaosuuden aiheuttama painuma
s_{pil}	pilareille siirtyvän kuormaosuuden aiheuttama painuma
s_p	stabiloidun pilarin suljettuleikkauslujuus
s_{ua}	pilaroidun maan keskimääräinen leikkauslujuus aktiivipuolella
s_{up}	maan leikkauslujuus pilaroimattomalla alueella ja passiivipuolella
w	vesipitoisuus
w_L	juoksuraja
β	jännityseksponentti
γ	tilavuuspaino
γ_{cu}	suljetun leikkauslujuuden osavarmuusluku
γ_F	kuorman osavarmuusluku
$\gamma_{Gkj,sup}$	pysyvän epäedullisen kuorman osavarmuusluku
γ_M	maaparametrin osavarmuusluku
$\gamma_{R,e}$	maan kestävyysosavarmuusluku
$\gamma_{\phi'}$	leikkauskestävyysskulman osavarmuusluku
γ_Q	muuttuvan epäedullisen kuorman osavarmuusluku
δ	maassa vallitseva pystyjännitys
δ_v	vertailujännitys (100 kPa)
ε	puristuma
κ	MCC – mallin ylikonsolidoituneen osan parametri
κ^*	modifioitu ylikonsolidoituneen osan parametri
λ	MCC – mallin normaalisti konsolidoituneen osan parametri
λ^*	modifioitu normaalisti konsolidoituneen osan parametri
μ	reduointikerroin
ν	poissonin luku
$\Delta\sigma'$	kuormituslisäys (ilman liikennekuormaa)
σ'_h	pilareihin vaikuttava maan tehokas horisontaalijännitys
σ'_p	konsolidaatiojännitys
σ'_v	maan pystysuora tehokas jännitys tarkastelusyvytydellä

σ'_{v0}	maassa vallitseva pystyjännitys
σ	maassa vallitseva pystyjännitys
σ_{murto}	pilarin puristuskapasiteetti
σ_h	maan tehokas horisontaalijännitys
σ_{pil}	pilareille tuleva puristusjännitys
τ	leikkausjännitys
τ_{pil}	pilarin leikkauslujuus
$\tau_{u,col}$	kalkkisementtipilarin maksimi leikkauslujuus
ϕ	leikkauskestävyyskulma
ψ	dilataatiokulma (Plaxis)
Ψ	kerroin ominaisarvon muuntamiseksi edustavaksi arvoksi

1 JOHDANTO

Rakenteiden suunnittelunormit ovat yhtenäistymässä Euroopan Unionin jäsenmaiden välillä. Eurokoodit tulevat korvaamaan nykyisessä käytössä olevat kansalliset rakenteiden suunnittelustandardit vuoden 2010 huhtikuuhun mennessä. Eurokoodin osavarmuusmenetelmään perustuva mitoitus tuo mukanaan muutoksia vakiintuneisiin rakenteiden mitoituskäytäntöihin. Normiuudistus tulee vaikuttamaan myös pilaristabiloinnin suunnitteluun ja mitoitukseen. Miten Eurokoodin vaikutus muuttaa itse pilaristabiloinnin mitoitustulosta? Tuleeko menetelmän nykyinen varmuustaso pysymään ennallaan vai tuoko Eurokoodin osavarmuuslukujen vaikutus muutoksia menetelmän kokonaisvarmuustasoon?

Pilaristabilointimenetelmä on kohtuullisen nuori pohjanvahvistusmenetelmä, jonka tuotantotekniikan parissa tehdään jatkuvasti kehitystyötä. Tuotantotekniikan kehitystyön tuloksia ei kuitenkaan voida tehokkaasti hyödyntää ellei myös itse pilaristabiloinnin mitoituksen kehittämiseen kiinnitetä huomiota. Eurokoodin voimaan astumisen myötä nykymitoituksen kehitystarve on muodostunut ajankohtaiseksi.

Tämän tutkimuksen ensisijainen tavoite on selvittää miten Eurokoodin mitoitusmenettely vaikuttaa pilaristabiloidun ratapenkereen geotekniseen mitoitukseen. Kappaleessa viisi on esitetty pilaristabiloinnin vertailevat mitoituslaskelmat nykyisten Tiehallinnon ohjeiden ja Eurokoodin eri mitoitusapojen mukaisesti. Tutkimuksen toissijainen tavoite on tutkia elementtimenetelmään perustuvan ohjelman avulla jännitysten jakautumista pilaristabiloidussa maassa.

Jännitysten jakautumisessa syntyviä eroja on tutkittu eri mitoitusmenetelmien mitoitustulosten muodostavien geometriamallien välillä. Elementtimenetelmän tuloksia on myös vertailtu klassisen mitoituksen tuloksiin. Elementtimenetelmällä suoritettavat laskelmat on esitetty kappaleessa kuusi.

2 SYVÄSTABILOINNISTA

2.1 Yleisesti

Syvästabilointi on menetelmä, jossa heikosti kantavaa maapohjaa lujitetaan sekoittamalla maahan sideainetta. Syvästabiloinnin ensisijaisena tarkoituksena on pienentää ja nopeuttaa painumia siten, että stabiloitu maapohja on rakentamisajan jälkeen käytännössä painumaton. Yksi tärkeimmistä syvästabiloinnin käyttökohteista on painumien vähentäminen pehmeän maan varaan perustettujen teiden ja rautateiden alla. Syvästabilointia voidaan käyttää myös vakavuuden parantamiseen pengerluiskissa.

Syvästabilointimenetelmät jakautuvat kuiva- ja märkämenetelmiin. Suomessa käytetään pääsääntöisesti kuivamenetelmää. Kuivamenetelmällä voidaan stabiloida yksittäisiä pilareita, pilariryhmiä ja pilarijonoja. Kuivamenetelmää voidaan käyttää myös pinta- eli massastabilointiin. Kuivamenetelmä on vakiinnuttanut asemansa Suomessa taloudellisena pohjanvahvistusmenetelmänä, joka on hyväksi havaittu erityisesti laajoissa tie- ja ratahankkeissa (Tielaitos 1996c).

2.2 Lyhyt kehityshistoria ja nykytilanne Suomessa

Syvästabilointimenetelmän kehitys alkoi 1960-luvun lopulla Ruotsissa ja Japanissa. Ensimmäiset stabiloidut rakennuskohteet valmistuivat 1970-luvun puolivälissä Japanissa. Japanissa käytettiin rakeista sammuttamatonta poltettua kalkkia kuivamenetelmän sideaineena. Samoihin aikoihin Ruotsissa otettiin käyttöön jauhemaiseen kalkkiin perustuva kuivamenetelmä (SFS 2008).

Ensimmäiset stabilointikoneet ulottuivat alle kymmenen metrin syvyyteen. Tämä rajasi menetelmään soveltuvien kohteiden määrää. Syvästabilointia käytettiin ensin lähinnä putkilinjojen ja pienten rakennusten perustusten vahvistustöissä matalilla savikoilla (Tielaitos 1996b).

Pohjoismaissa käytetään edelleen lähes pelkästään Kjeld Pausin vuonna 1967 kehittämää kuivamenetelmää. Kuivamenetelmä soveltuu hyvin Pohjoismaiden lihaviin saviin. Kuivamenetelmässä sideainetta syötetään paineilman avulla (Tielaitos 1996b).

Pohjoismaissa stabiloinnin tutkimus- ja kehittämishankkeet keskittyivät 1970- ja 1980-luvuilla yksinomaan stabilointiaineisiin. Tutkimuksissa haluttiin selvittää miten eri sideaineet

nopeuttavat kovettumisreaktiota sekä parantavat stabiloinnin tasalaatuisuutta (Tielaitos 1996b).

Stabilointimenetelmän tehokkuuden parantamiseksi alkuperäisestä menetelmästä kehitettiin muunnelmia, joissa kokeiltiin miten mm. stabilointiaineen syöttöprosessi, syöttöaukon koko, vispilän muoto, vispilän halkaisija, sekoitusvaiheen kierto- ja nousunopeus vaikuttaa lopputulokseen (Tielaitos 1996b). Perusmenetelmän idea säilyi kuitenkin samana.

Stabiloinnin laadun ja homogeenisuuden lisäämiseksi tutkimuksissa keskitettiin huomio kalkin puhtauteen, jauhatuksen hienouteen, ja kuivan aineen juoksevuuteen stabilointikoneen putkistoissa (Tielaitos 1996b).

Uudet sideaineet ja niiden parissa tehty tutkimus mahdollistivat korkeampien pilarilujuuksien saavuttamisen nopeammin. Seoksiin alettiin lisätä kipsiä ja 1980-luvun puolivälissä sementtiä. 1980-luvun loppupuolella alettiin stabilointiaineisiin lisätä myös teollisuuden sivutuotteita (Tielaitos 1996b).

1980-luvulla sideaineiden optimoinnista tuli tärkeä osa stabilointimarkkinoita. Sideaineseoksista tuli kauppatavaraa ja reseptitietoja haluttiin pitää salassa. Sideaineseosten tarkka koostumus oli usein vain valmistajan tiedossa. Tästä seurasi tutkimustyön suuntautuminen sekä stabiloitujen tuotteiden materiaaliparametrien selvityksiin että syvästabiloinnin suunnittelu- ja mitoituskäytännön varmistamiseen (Tielaitos 1996b, Tielaitos 1999).

1990-luvulla stabilointikoneiden tuotekehityksen myötä voitiin kasvattaa pilarihalkaisijaa kuuteensataan millimetriin ja myöhemmin kahdeksaansataan millimetriin. Koneiden kehitys mahdollisti myös sideaineiden erillissyötön. Erillissyötöllä kahden eri sideaineen sekoittaminen syöttövaiheessa voitiin tehdä erillissäiliöistä. Koneiden sekoitustehon ja nopeuden kasvun myötä myös vispilän muotoiluun alettiin tehdä pieniä muutoksia. Yli kahdenkymmenen metrin syvyiset pehmeiköt tulivat 1990-luvulla myös stabilointitekniikan ulottuville. (Tielaitos 1996b)

Massastabiloinnin kehitys 1990-luvulla toi uusia mahdollisuuksia stabilointimenetelmän käyttöön. Joissain tapauksissa kallis massanvaihto voitiin korvata taloudellisemmalla massastabiloinnilla mikä onkin menetelmän pääasiallinen tarkoitus. Massastabiloinnin avulla syvästabilointia voidaan käyttää myös saastuneiden alueiden ennallistamisessa ja eristämisessä (SFS 2008).

2000-luvulla massastabiloinnin ja pilaristabiloinnin yhdistäminen tuli mahdolliseksi. Tämä loi uusia käyttökohteita ja mahdollisti harvemman pilarikaavion käyttämisen painumaeroja kasvattamatta. Massa- eli pintastabilointia voidaan käyttää nykyisin viiden metrin syvyyteen asti (Tielaitos 1996b).

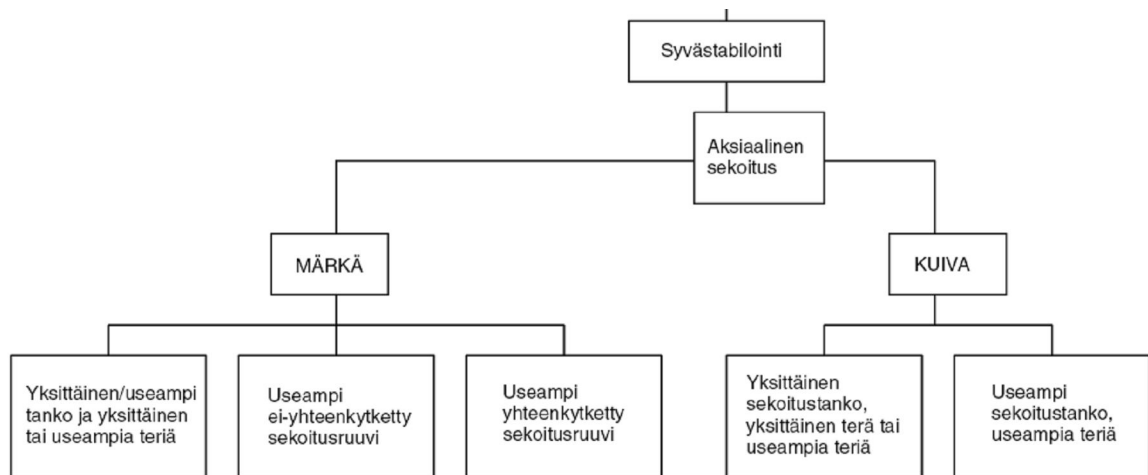
Syvästabilointimenetelmää käytettiin ensimmäisen kerran Suomessa vuonna 1976 Itäkeskuksen koepenkereen pohjanvahvistuksessa. Nykyisin syvästabiloinnin käyttö on yleistynyt Suomessa laajasti. Parantunut stabilointikalusto ja sideainevaihtoehtojen monipuolistunut valikoima on edesauttanut kasvattamaan syvästabilointimenetelmällä toteutettavien kohteiden määrää (Aalto 1998).

Stabilointitekniikoita hyödynnetään nykyisin putkijohtojen perustamisesta suurnopeusrautateiden monimutkaisten ongelmien ratkaisemiseen. Merkittävän tutkimustyön ja hyvien käytännön kokemusten ansiosta syvästabilointi on vakiinnuttanut asemansa taloudellisena ja joustavana pohjanvahvistusmenetelmänä.

2.3 Menetelmien luokittelu

Syvästabilointimenetelmät voidaan jakaa tuotantotekniikan perusteella kuiva- ja märkämenetelmiin. Suomalaisilla pehmeillä ja suuren vesipitoisuuden omaavilla savilla kuivamenetelmän on todettu toimivan parhaiten. Joitain koekohteita on myös märkämenetelmällä tehty. Märkämenetelmällä stabiloitavuus on parempi kuiville ja karkeille maalajeille (SFS 2008).

Suomen Standardoimisliitto on jakanut maa-aineksen stabilointimenetelmät syvästabilointiin ja hybridimenetelmiin. Syvästabilointimenetelmät on luokiteltu SFS:n mukaan kuvassa 1 esitetyllä tavalla (SFS 2008).



Kuva 1. Syvästabilointimenetelmien luokittelu (SFS 2008)

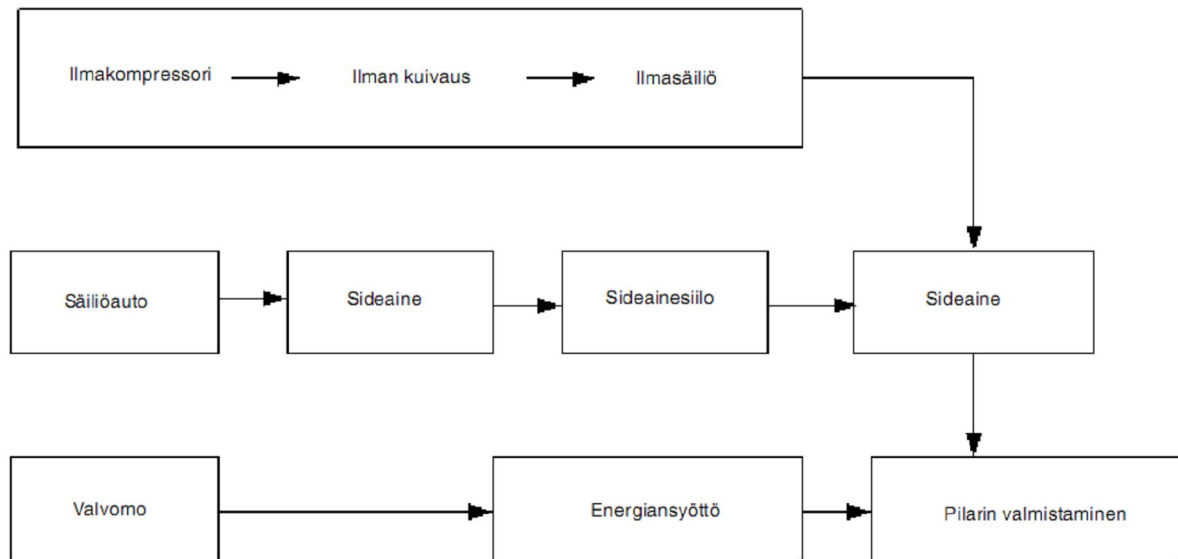
2.4 Tuotantotekniikka

2.4.1 Yleistä

Tuotantotekniikan peruseriaatteet eivät ole kehittyneet kovin merkittävästi 1970-luvun menetelmistä. Pohjoismaissa käytetään edelleen yleisesti kuivamenetelmää, jossa sideaine puhalletaan ilman avulla maahan pilarin valmistuksen nostovaiheessa (Aalto 1998).

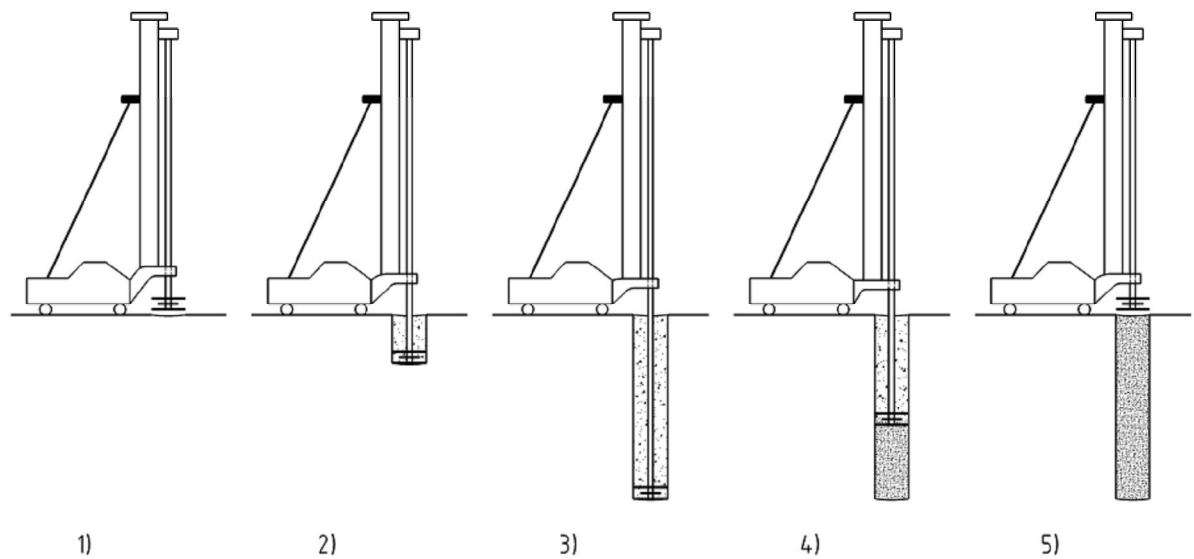
2.4.2 Kuivamenetelmä

Kuivamenetelmässä sideaineen syöttö tapahtuu paineilman avulla. Kuvassa kaksi on esitetty kuivastabiloinnin tuotantotekniikan prosessikaavio.



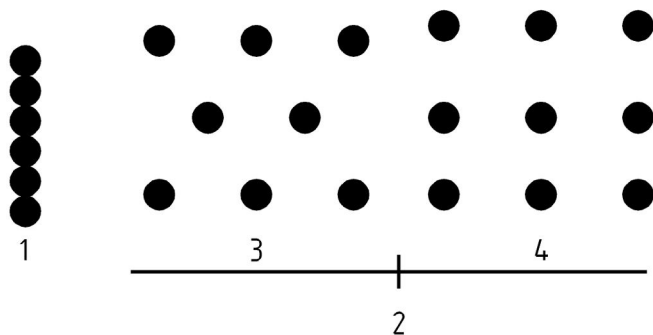
Kuva 2. Kuivastabiloinnin prosessikaavio (SFS 2008)

Kuvassa kolme on esitetty pilarin valmistamisen työvaiheet kuivamenetelmällä. Työn suoritukseen kuuluvat kohdistaminen (1), painamisvaihe (2-3) ja nostovaihe (4-5). Painamisvaiheessa sekoitustyökalu leikkaa ja hajottaa maa-aineksen haluttuun käsittelysyvyyteen asti. Nostovaiheessa maa-ainekseen syötetään sideainetta vakiona pidettävällä virtausnopeudella, ja nostonopeus pidetään samoin vakiona. Sekoitusterät pyörivät vaakatasossa ja sekoittavat maa-aineksen ja sideaineen. On olemassa myös koneita, joissa sideaine ruiskutetaan painamisvaiheessa, ja sekä painamis- että nostovaiheessa (SFS 2008).



Kuva 3. Pilarin muodostamisen eri työvaiheet kuivamenetelmällä (SFS 2008)

Syvästabiloidut pilarit voidaan asentaa erityyppisiin asennuskuvioihin. Jos pääasiallisena tarkoituksena on vähentää painumaa, pilarit sijoitetaan tavallisesti tasasivuisen kolmion tai neliön muotoon. Jos tarkoituksena on varmistaa stabiliteetti, pilarit sijoitetaan tavallisesti seiniksi, jotka ovat kohtisuorassa oletettua murtopintaa vastaan. Pilareiden päällekkäinen limitys on erityisen tärkeää silloin, kun pilarien halutaan toimivan eristystarkoitusta varten (SFS-EN 14679). Kuvassa neljä on esitetty joitain yleisiä pilarien asennuskuvioita. Kuvan neljä mukaisesti pilarit voidaan asentaa nauhamaiseen muotoon (1) tai ryhmiin kolmion (3) ja neliön (4) muodossa.

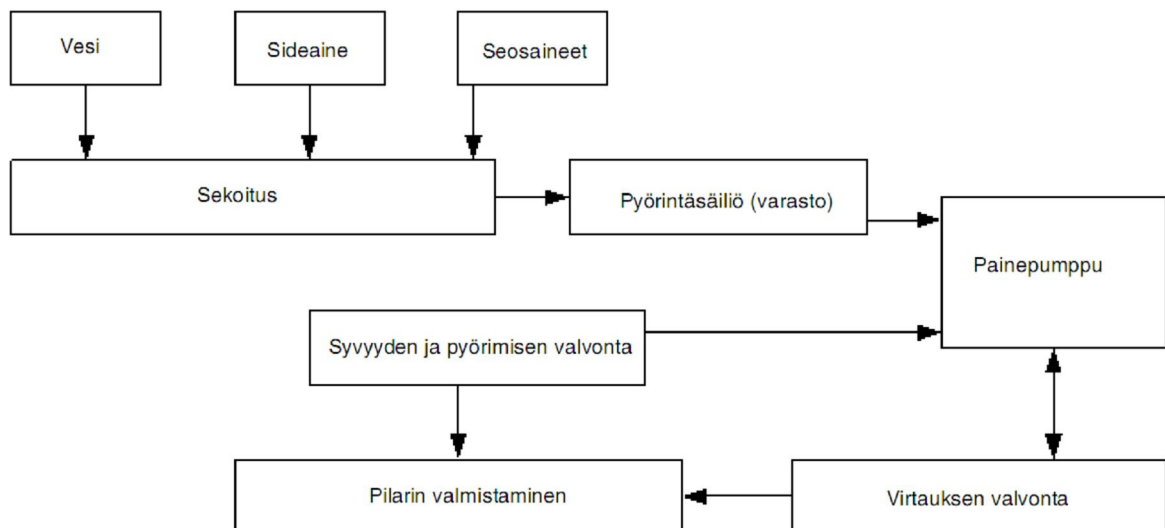


Kuva 4. Pilarien vaihtoehtoisia asennuskuvioita (SFS 2008)

2.4.3 Märkämenetelmä

Märkästabiloinnissa sideaineena käytetään tavallisesti sementtislurria. Siihen voidaan tarvittaessa lisätä täyteaineita (hiekkaa ja seosaineita). Käytettävän slurrin määrä voi vaihdella syvyyden mukaan. Koneissa, joissa syöttöaukko on sekoitinkärjen alapuolella, slurria ei tarvitse lisätä nostovaiheessa (SFS 2008).

Märkämenetelmän etuina on pilarin parempi homogeenisyys, sideaineen käsiteltävyys ja määrän mittaaminen. Heikkouksina on sideaineen suurempi kulutus ja soveltumattomuus vesipitoisille maalajeille (Aalto 1998). Sementtislurrien jäätyminen talviolosuhteissa saattaa muodostua myös ongelmaksi. Märkämenetelmän käyttö on jäänyt Suomessa muutamiaan koekohteeseen. Märkämenetelmässä käytetyn erityiskaluston saatavuus on Suomessa rajoittunutta. Kuvassa viisi on esitetty syvästabiloinnin tuotantoprosessi märkämenetelmällä.



Kuva 5. Märkästabiloinnin tuotantoprosessi (SFS 173-2)

2.4.4 Hybridimenetelmä

On olemassa useita menetelmiä, joissa käytetään syvästabiloinnin kaltaisia tekniikoita. Näitä menetelmiä kutsutaan hybridimenetelmiksi. Hybridimenetelmillä voidaan ratkaista erityisiä pohjaolosuhteita ja perustuksia koskevia ongelmia (SFS 2006). Tässä tutkimuksessa ei hybridimenetelmiä käsitellä yksityiskohtaisemmin.

2.5 Lujuuteen vaikuttavat tekijät

2.5.1 Yleistä

Stabilointiprosessissa on paljon yhteistä betonin valmistusprosessin kanssa. Betonin valmistuksessa mm. runkoaineen raejakauma, vesipitoisuus, sideaine sekä tasainen sekoitustyö ovat vahvasti laatuun vaikuttavia tekijöitä. Stabilointi eroaa betonin valmistuksesta kuitenkin hyvin oleellisesti tuotantotekniikan puolella. Stabilointityö tehdään työmaalla vaihtelevissa olosuhteissa missä tasalaatuisuuden varmistaminen on hankalaa. Tuotantotekniikan vaikutus on ilmeinen, koska laboratoriossa valmistettujen stabiloitavuusnäytteiden lujuudet ovat usein moninkertaisia maastossa valmistettuihin pilareihin nähden.

2.5.2 Sideaine

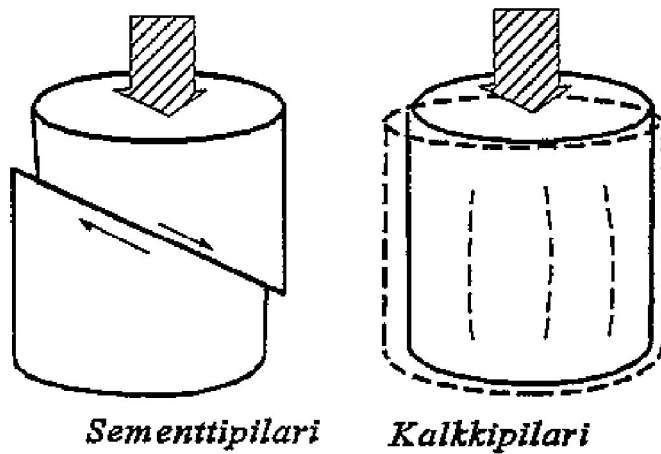
Kalkkipilarimenetelmän kehityksen alkuvaiheessa katsottiin sammuttamattoman kalkin $\text{Ca}(\text{OH})_2$ olevan ainoa sopiva vaihtoehto koheesiomaalajien stabiloimiseksi. Käytettäessä ainoastaan kalkkia sideaineena, saatiin sitkeitä pilareita ja lujittuminen jatkui vielä pitkään käytön aikana. Kalkki ei kuitenkaan sovellu humuspitoisiin maalajeihin eikä kalkilla saada aikaan erityisen lujia pilareita (Tielaitos 2001).

Sideaineisiin kohdistuneen kehitystyön tuloksena nykyisin on käytössä sideainevalikoima joita yhdistämällä saadaan sideaineseoksia, jotka soveltuvat erityyppisille maalajeille. Kahden tai kolmen sideainekomponentin seokset eivät ole nykyisin epätavallisia (Aalto 1998).

Tavallisempina sideaineina kuivamenetelmässä käytetään poltetun kalkin CaO ja yleiseseos 1:1 seoksia. Muita yleisesti käytettyjä sideainekomponentteja ovat kipsi, sammuttamaton kalkki, kalkkiuunin sähkösuodin pöly, masuunikuonajauhe ja lentotuhkat (Nikkinen 2000).

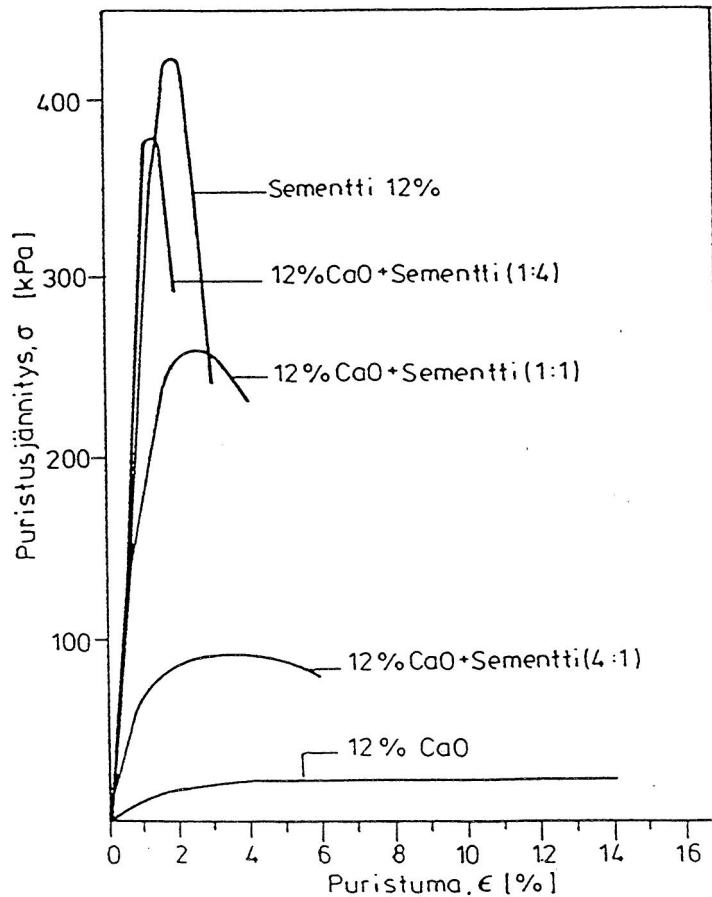
Käyttämällä pelkkää sementtiä sideaineena saadaan laboratorio-olosuhteissa aikaan lujia näytteitä. Maastossa sementti on vaikea saada sekoittumaan pohjamaahan tasaisesti. Sementtipilareiden epätasaisuus aiheuttaa lujuuksien jäävän selvästi laboratorioarvojen alapuolelle. Pilareista muodostuu hauraita ja ne kestävät hyvin vain puristusjännityksiä (Tielaitos 2001).

Kuvassa kuusi on esitetty havainnollistavan piirroksen avulla sementti- ja kalkkipilarin erityyppisten murtomekanismien syntyminen. Puhdas sementtipilari murtuu hauraasti selkeän leikkausmurtopinnan syntyessä, kun taas kalkkipilari on sitkeämpi ja ennen murtoa syntyy pystyhalkeamia ja selkeitä muodonmuutoksia (Tielaitos 1997).



Kuva 6. Havainnollistava piirros kalkkipilarin ja sementtipilarin murtomekanismin syntymisestä yksiakselisessa puristuskokeessa (Tielaitos 1997)

Kalkin ja sementin seoksissa on pyritty yhdistämään molempien sideaineiden hyviä ominaisuuksia. Kalkin ja sementin seoksella saadaan useimmiten parempi lujuus kuin pelkällä kalkilla. Seoksilla lujittuminen on hyvä myös humuspitoisissa maalajeissa (Tielaitos 2001). Kuvassa seitsemän on esitetty eri sideaineseoksilla stabiloitujen näytteiden käyttäytymistä puristusjännityksen alaisuudessa.



Kuva 7. Sideaineen vaikutus stabiloidun materiaalin käyttäytymiseen puristusjännityksen alaisuudessa (Tielaitos 1997)

Sementin antama nopea alkulujittuminen ja kalkin tuoma muodonmuutoskestävyys parantaa pilareiden kestävyttä. Kalkin diffuntoituvuus ympäröivään saveen parantaa stabiloidun saven tasalaatuisuutta ja lisää pilarin ja sitä ympäröivän maan kontaktia. Diffuntoituvuus on mitattavissa esimerkiksi pH:n muutoksena tai Ca-ionien määrän lisääntymisenä ympäröivässä savessa (Aalto 1998).

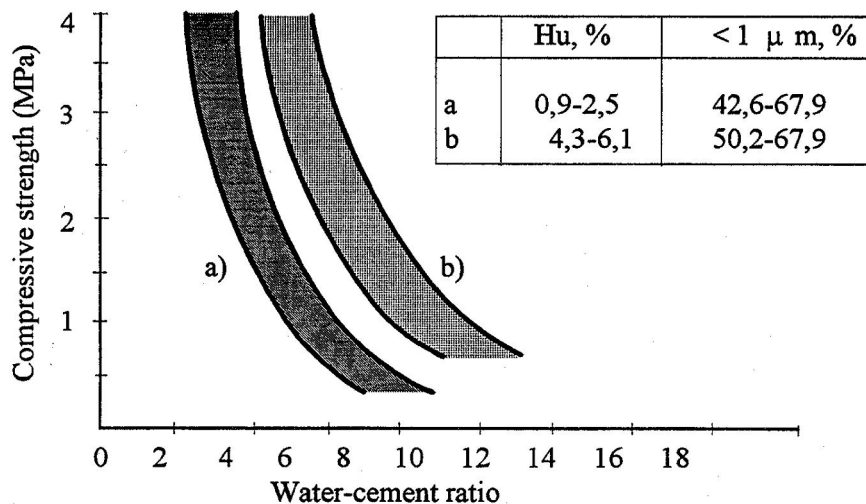
Sideaineen valinnalla voidaan vaikuttaa stabiloidun massan vedenläpäisevyyteen. Pelkästään kalkilla stabiloimalla voi k-arvo nousta jopa 1000 -kertaiseksi pohjamaahan nähden. Käyttämällä sementtiä, lentotuhkaa tai muita teollisuuden sivutuotteita stabiloinnin lopputuloksena voidaan saada vettä läpäisemätöntä massaa. Kalkkipilareita voidaan hyödyntää myös pystyjojina, kalkkipilarin suuren vedenläpäisevyyden ansiosta (Tielaitos 1996a).

2.5.3 Maaperä

Savet ja liejut ovat rakenteeltaan hyvin monimutkaisia ja niiden stabiloitavuuteen vaikuttavat monet eri tekijät. Maaperän ominaisuuksien selvittäminen on ensiarvoisen tärkeää, jotta voidaan valita oikea sideaine ja tarvittava sideainemäärä. Lujuuden todellisesta kehittymisestä saadaan tarkempi arvio laboratoriossa tehtävillä stabiloitavuuskokeilla tai kohteessa suoritettavalla koestabiloinnilla (Aalto 1998).

Maaperän stabiloitavuuden kannalta tärkeitä maaperän ominaisuuksia ovat vesipitoisuus, humuspitoisuus, pH-arvo, kalsiuminvaihtokapasiteetti, kalsiumin absorptio, alle $1 \mu\text{m}$ osuus maan raekokojakaumassa, sulfaattipitoisuus sekä kloriittipitoisuus (Aalto 1998).

Vesipitoisuus korreloi voimakkaasti sementin lujittumisen kanssa. Vesi/sementti-suhteen välistä korrelaatiota lujuuden kehitykseen on havainnollistettu kuvassa kahdeksan. Kuvassa 8 näytesavien a ja b ominaisuudet poikkeavat selkeästi toisistaan, mutta vesi/sementtisuhdetta kuvaavat käyrät muodostuvat samanmuotoisiksi (Tiela 1996b).



Kuva8. Vesi/sementtisuhteen vaikutus puristuslujuuteen (77/1996)

Suuresta vesipitoisuudesta on stabiloinnissa sekä hyötyä että haittaa. Suuren vesipitoisuuden omaavissa savissa lujuuden kehitys on hitaampaa, koska maarakeiden väliset etäisyydet ovat pidempiä, kuin kuivemmilla savilla. Toisaalta suuri vesipitoisuus tekee sekoitustyöstä

helpompaa ja sideaineen leviäminen on tehokkaampaa. On havaittu, että pitkällä aikavälillä runsaasti vettä sisältävät savet voivat saavuttaa kuivempia savia parempia lujuuksia (Aalto 1998).

2.5.4 Tuotantotekniikka

Pilaristabiloinnin tuotantotekniikalla on merkittävä vaikutus stabilointityön lopputulokseen. Tuotantotekniikkaan liittyy paljon muuttujia ja yksittäisen tekijän vaikutusta stabiloinnin lujuuteen on vaikea erottaa. Mm. sideaineen syöttö, sekoittimen terän pyörimisnopeus, terän muoto sekä nousu- ja laskunopeus vaikuttavat lopputulokseen (Tielaitos 1996a).

Huolellisen sekoitustyön on havaittu vaikuttavan selkeästi näytteen lujuuteen laboratorionäytteiden valmistuksessa. Lähtökohtaisesti voidaan todeta, että sekoitustyön laadun parantaminen vaikuttaisi suoraan myös pilareiden laadun ja lujuuden kasvamiseen (Aalto 1998).

Pilarin valmistustekniikka työmaalla poikkeaa stabiloidun näytteen valmistuksesta laboratoriossa. Laboratoriossa näytettä valmistaessa voidaan sideaineen sekoitustyön laatu varmistaa paremmin kuin työmaalla. Puutteellinen sekoitustyö jakaa sideaineen epätasaisesti pilariin. Sekoitustyön laadun parantaminen ei nykyisillä valmistusmenetelmillä ole yksiselitteistä, koska esimerkiksi liian suuri sekoitusmäärä voi siirtää sideaineen pilarin keskialueelta reunoille lisäten epähomogeenisyyttä (Aalto 1998).

Jos pohjamaa on kerrallista rakenteeltaan ja sideaineen syöttöpaine on vakio, muodostuu myös pilareista kerrostuneita. Sideaineen optimointi eri kerroksissa on vaikeaa ja vaadittavan lujuuden saavuttamiseksi käytetään heikoimman kerroksen tarvitsemia sideainemääriä koko pilaripituudelle. Sideaineen optimoinnin puutteellisuus siirtää taloudellisen kilpailuedun helposti vaihtoehtoisen pohjanvahvistusmenetelmän puolelle (Tielaitos 1996a).

Sideaineen syöttö vaikuttaa pilarin tasalaatuisuuteen. Sideaineen syöttöprosessissa käytetty todellinen sideaineen kulutus on epätasaista ja se aiheuttaa sideaineen kerroksellista jakautumista. Tuotantotekniikan kehityksen myötä sideaineen syöttöä voidaan kontrolloida paremmin ja tasalaatuisen pilarin valmistus on helpompaa. Kuivamenetelmässä sideaine syötetään paineilman avulla. Syöttöpaineen oikea valinta on tärkeää. Syöttöpaine on riippuvainen syvyydestä ja maaperän lujuudesta. Suljetun leikkauslujuuden avulla voidaan syöttöpainetta arvioida ennen stabiloinnin aloittamista (Tielaitos 1996a).

Stabiloinnissa käytettäviä koneita on monen tyyppisiä. Yleisin Suomessa käytössä oleva stabilointikone on telaketjuilla kulkeva malli, jossa paineilmakompressorin ja sideainesäiliöt on asennettu koneen päälle. Stabilointikoneissa käytettävä sekoituskärki vaikuttaa myös stabiloinnin laatuun. Sekoituskärjen muodon ja pyörimisnopeuden vaikutuksen erottaminen muista stabilointiin vaikuttavista ominaisuuksista on osoittautunut hankalaksi. Kehitystyötä stabiloinnin tuotantotekniikassa on, koska teoriassa laboratorionäytteiden ja todellisten pilareiden lujuudet pitäisi vastata paremmin toisiaan (Aalto 1998).

2.6 Laatu

2.6.1 Yleistä

Stabiloinnin laadulla tarkoitetaan sitä, miten stabilointityön lopputulos vastaa suunnitelmissa esitettyjä vaatimuksia. Suunnitelmien lähtökohtana on aina jokin tietty ominaisuus, jonka mukaan rakenne mitoitetaan. Näistä yleisimpänä voidaan pitää rakenteellista kestävyyttä.

Stabiloinnin laadusta puhuttaessa nousee esille erityisesti lopputuloksen tasalaatuisuus. Tasalaatuisuuden saavuttaminen on stabilointimenetelmän suurimpia ongelmia. Tasalaatuisuuteen lopputulokseen on aina pyrittävä, vaikka sen saavuttaminen on vaikeaa.

Laatutason valinnalla voidaan määrittää hyväksytty lopputulos. Käytännössä tämä tarkoittaa mitoituksessa käytettävän varmuuden valintaa. Suurempi varmuus johtaa parempaan laatuun. Stabiloinnissa on kuitenkin huomioitava, että sideainemäärän kasvattamisen avulla ei parempaan lujuuteen aina päästä, koska nykyisen kuivamenetelmän tuotantotekniikassa on ongelmia lujien pilarien valmistamisessa.

Pilarin tasalaatuisuutta voidaan parantaa, mutta epähomogeenisyyttä tuskin koskaan voidaan poistaa, koska maaperä itsessään on lähtökohtaisesti epähomogeenistä. Tämä johtaa siihen, että suunniteltaessa pilaristabilointia on pieni ylimitoittaminen aina tervetullutta. Tämä on jo otettu huomioon nykyisissä syvästabilointia käsittelevissä mitoitusohjeissa, jotka perustuvat karkeisiin ja hyvin yksinkertaisiin lähtöoletuksiin.

Stabiloinnin laatua voidaan tarkkailla laadunvalvonnan avulla. Laadunvalvonnalla pyritään varmistamaan, että stabilointityö sujuu suunnitelmien mukaisesti ja että pilareiden lujuus vastaa suunnitelmalujuuden arvoja. Laadunvalvonta jakautuu erillisiin vaiheisiin, jotka ovat kaikki tärkeitä lopullisen laadukkaan stabilointituloksen saavuttamisessa. Syvästabiloinnissa

laadunvalvonta perustuu sekä työnaikaiseen että lopputuloksen laadunvalvontaan (Aalto 1998).

Laadukkaan syvästabiloinnin toteuttaminen on tärkeää menetelmän kilpailukyvyyn säilyttämisen kannalta. Tasalaatuisen lopputuloksen sekä taloudellisuuden varmistaminen ovat keskeisiä haasteita nyt ja tulevat olemaan edelleen lähitulevaisuudessa.

2.6.2 Mitoitus laadun lähtökohtana

Jotta laadukas lopputulos saavutettaisiin, on suunnittelijan oltava hyvin tietoinen maaperän ominaisuuksista. Suunnittelijalta odotetaan myös menetelmän mitoituksen ymmärtämistä sekä tietoa sideaineiden soveltuvuudesta eri maalajeille. Eri maalajien tarvitsemista sideainemääristä ja sideaineen valinnasta ei ole olemassa selkeitä ohjeita. Sideaineen laatu, määrä ja lujittuminen on varmistettava aina stabiloitavuustutkimuksella laboratoriossa, koepilaroinnilla tai molemmilla menetelmillä ennen varsinaiseen stabilointityöhön ryhtymistä (Aalto 1998).

2.6.3 Laadunvalvonta laboratoriossa

Laboratoriossa tapahtuva laadunvalvonta lähtee liikkeelle pohjatutkimuksista saatujen maanäytteiden ominaisuuksien selvittämisestä. Rikkimääritysten, leikkauslujuuksien ja sensitiivisyyden määrittämisen perusteella ohjelmoidaan varsinaisten stabiloitavuusnäytteiden tutkimussyvyudet. Stabiloituvuuskokeita varten on valittava kokonaisuutta hyvin edustavat tutkimuspisteet (Aalto 1998).

Stabiloituvuuskokeet tulisi käynnistää hankkeessa riittävän aikaisin, koska eri tekijöiden optimoiminen vie aikaa. Ihanteellinen aika olisi 4-7 kuukautta ennen varsinaisen työn aloittamista. Minimissään stabiloituvuustutkimuksille on varattava 30 vrk. Lujuudenkehitys voi 30-90vrk aikana kasvaa joissain tapauksissa jopa 100% (Lahtinen 1995).

Lujuuden kehityksen on havaittu jatkuvan vielä vuosia näytteen valmistuksen jälkeen. Stabiloitujen näytteiden saavuttamaa lopullista lujuutta, lujuuden kehityksen jatkuessa, on vaikea arvioida. Laboratorio-olosuhteissa valmistettujen näytteiden lujuus poikkeaa kuitenkin huomattavasti todellisten pilarien lujuudesta. Laboratorionäytteiden avulla voidaan arvioida käytetyn sideaineseoksen soveltuvuutta kyseiselle maalajille (Aalto 1998).

Stabiloitujen näytteiden koestaminen laboratoriossa suoritetaan yleensä yksiaksaalisella puristuskokeella. Tarkempia laskelmia varten voidaan todelliset lujuusparametrit (c , ϕ) määrittää kolmiaksaalikoesarjan avulla. Kokoonpuristuvuusmoduulin (M) määrittämiseksi näytteille voidaan laboratoriossa tehdä tarvittavat ödometrikokeet (Lahtinen 1995).

2.6.4 Laadunvalvonta työn aikana

Pilarin valmistusvaiheessa on sekoitustyöhön kiinnitettävä erityistä huomiota. Sekoittimen kierrosnopeus, alastyöntö/ylösnostonopeus ja sideaineen syötön määrä on pidettävä suunnitelmien mukaisena. Pilarin valmistuksessa on tärkeää pitää valmistusvaiheeseen liittyvät olosuhteet vakiona (Tielaitos 1996).

Kuivamenetelmässä työn aikainen sideainemäärän kulutus kg/pilarimetri on usein vaikea mitata. Pilarimetrille sekoittuneesta sideainemäärästä on vaikea saada täysin luotettavaa kuvaa (Kotkasalo 1998).

2.6.5 Lopputuloksen laadunvalvonta

Stabilointityön lopputuloksen laadunvarmistamiseen on olemassa monia erilaisia menetelmiä. Perinteisten ainetta rikkovien menetelmien lisäksi geofysikaalisten menetelmien käyttö on viime vuosina lisääntynyt.

Yleisesti Suomessa käytetään edelleen perinteistä pilarikairaa. Pilarikaira kuuluu ainetta rikkoviin menetelmiin. Pilarikairamenetelmässä kairan kärki asetetaan pilarin keskelle muodostuneeseen heikkoon kerrokseen ja puristetaan alaspäin pilarin suuntaisesti. Tuloksena saadaan painamiseen tarvittava puristusvoima syvyyden funktiona. Pilarikairan kärki on tavallisesti 2-siipinen (Aalto 1998).

Geofysikaaliset menetelmät ovat ainetta rikkomattomia menetelmiä. Menetelmien avulla voidaan pilarin homogeenisyyttä mitata luotaamalla. Pilarin homogeenisyys saadaan selville seismisen aallon muodosta. Luotaus voidaan tehdä maanpinnalta tai pilariin poratusta reiästä. Geofysikaalisissa menetelmissä on potentiaalia, mutta yleistykseen menetelmät vaativat vielä kehitystyötä (Aalto 1998).

2.7 Menetelmän taloudellisuus

Yleensä haluttu lopputulos saadaan pohjavahvistusmenetelmästä riippumatta. Pohjanvahvistusmenetelmän valintaperusteena on lähes poikkeuksetta taloudellinen kilpailukyky. Taloudellisen lopputuloksen saavuttamiseksi on pilaristabiloinnin suunniteluun ja mitoitukseen kiinnitettävä erityistä huomiota.

Pilaristabiloinnin kustannukset ovat yleensä suoraan verrannollisia pehmeikön syvyyteen. Myös pengerkorkeus ja sen muutos vaikuttaa kustannuksiin lähes yhtä jyrkästi. Stabiloinnin kustannusarvio pystytään tavallisesti tekemään pilarimetrimäärän ja metrihinnan perusteella. Kuitenkin pienissä kohteissa pilaroinnin metrihinta muodostuu tavallista suuremmaksi (Tielaitos 1996c).

3 PILARISTABILOIDUN MAAN VARAAN PERUSTETTU RATAPENGER

3.1 Yleistä

Tässä kappaleessa käsitellään pilaristabiloidun maan varaan perustetun ratapenkereen rakennetta sekä kuormien jakautumista penkereeltä maapohjaan Ratahallintokeskuksen ratateknisten ohjeiden mukaisesti. Ratahallintokeskuksen ratateknisistä ohjeista käytetään lyhennettä RATO. RATO sisältää suomalaisessa rautatiesuunnittelussa käytettävät määräykset ja ohjeet.

RATO:n ohjeiden on tarkoitus toimia laadukkaan suunnittelun lähtökohtana ja perustana. RATO ei sisällä ratkaisuja kaikkiin erityistilanteisiin. RATO ei myöskään poissulje hankekohtaisesti yleisistä ohjeista poikkeavia menettelyjä tai erityisratkaisuja, jos niille voidaan esittää hyvät suunnitteluperusteet. RATO on laadittu hyvän suomalaisen rakennustavan mukaisesti, jotta suunnittelun tuloksena syntyisi hyvä ja turvallinen rautatie.

3.2 Ratapenger

Ratapenkereen tarkoituksena on jakaa kuormia, toimia eristeenä sekä tasoittaa epätasaisen pohjamaan aiheuttamia korkeuseroja. Penger materiaalina käytetään yleensä routimattomia kitkamaalajeja tai kalliomursketta. Ratapenger voidaan jakaa toiminnallisiin rakennekerroksiin kuvan kymmenen mukaisesti (Ratahallintokeskus 2008).

Kuvassa yhdeksän on esitetty RATO:n tyyppipoikkileikkaus yksiraiteisesta suoralla radanosalla sijaitsevasta betonipölkkyradasta. Kuvan yhdeksän tyyppipoikkileikkausta on käytetty kappaleissa viisi ja kuusi vertailevien mitoituskalkelmien ratapenkereen geometriamallina.

ominaisuuksia ja toiminnan edellytyksiä. Mitoitukseen kiinnitetään tarkemmin huomiota kappaleessa neljä.

3.3.2 Pohjamaan ja pilarin ominaisuudet

Tyypillinen stabilointikohde on koskematon savikko, jota halutaan lujittaa parempien painumaominaisuuksien ja stabiliteetin saavuttamiseksi. Luonnontilaisen savikon ominaisuudet vaihtelevat pinnan kuivakuorikerroksesta pohjalla sijaitsevaan kantavaan moreeniin tai kallioon.

Stabiloitu pilari toimii ympäröivää maata lujempana pystysuorana vyöhykkeenä. Pilarin vaipan ulkopuolella leikkauslujuus alenee jo varsin kapealla vyöhykkeellä saven alkuperäiseksi leikkauslujuudeksi. Pilarin valmistuksesta johtuva maan häiriintyminen saattaa aiheuttaa alkuperäisen pohjamaan leikkauslujuuden laskua pilarin ja häiriintymättömän maan rajapinnalla (Tielaitos 1996b).

Pilarin käyttäytyminen puristusjännityksen alaisuudessa eroaa huomattavasti pehmeästä savesta. Muodonmuutosmoduulit voivat pilareille olla tyypillisesti yli satakertaisia verrattuna pohjamaahan. Tästä johtuen pilarin leikkausjännitykset mobilisoituvat maksimiarvoonsa painumien ollessa vähäisiä. Savessa muodonmuutokset ovat suuria jo suhteellisen pienillä kuormituksilla (Aalto 1998).

Pilarien käyttäytyminen riippuu niiden mitoituslujuudesta. Mitoituslujuuden valinnan avulla voidaan pilarin toimintaan vaikuttaa. Tiehallinnon Syvästabiloinnin suunnitteluohjeessa on esitetty myötäävän ja kimmoisan pilarin mitoitus. Pilarit voidaan myös mitoittaa lujiksi. Lujilla pilareilla tarkoitetaan paalun tavoin toimivia pilareita, joiden välityksellä kaikkien kuormien oletetaan siirtyvän kantavaan pohjaan. Tiehallinnon Syvästabiloinnin suunnitteluohje 2001 ei käsittele lujia pilareita, koska niiden käyttökokemukset ovat olleet vaihtelevia. (Tiehallinto 2001).

Pilari on harvoin täysin homogeeninen. Epähomogeenisyys saa aikaan huomattavia vaihteluita pilarin ominaisuuksissa. Epähomogeenisyyttä aiheuttaa muun muassa stabiloinnissa käytetty valmistustekniikka ja maan kerrallisuus. Pilarien ominaisuuksia ei voi verrata laboratorioissa valmistettuihin näytteisiin, koska niiden välisten ominaisuuksien korrelaatio on heikko. Tätä voidaan selittää näytteiden erisuurilla tiiviyseroilla. Laboratorioolosuhteissa valmistettujen stabiloitujen näytteiden tiiveys on moninkertainen todellisiin pilareihin verrattuna (Aalto 1998).

Pilarien ja pohjamaan vedenläpäisevyysarvot voivat poiketa toisistaan merkittävästi. Pilarin suuri vedenläpäisevyys voi aiheuttaa pystyjojavaikutusta. Joissain tapauksissa myös stabiloidun vyöhykkeen ja pohjamaan rajapinta lisää pystyjojavaikutusta. Pilarin pystyjojavaikutuksen suuruus voidaan selvittää rakennuskohteessa suoritettavalla koepilaroinnilla (Tielaitos 1996b).

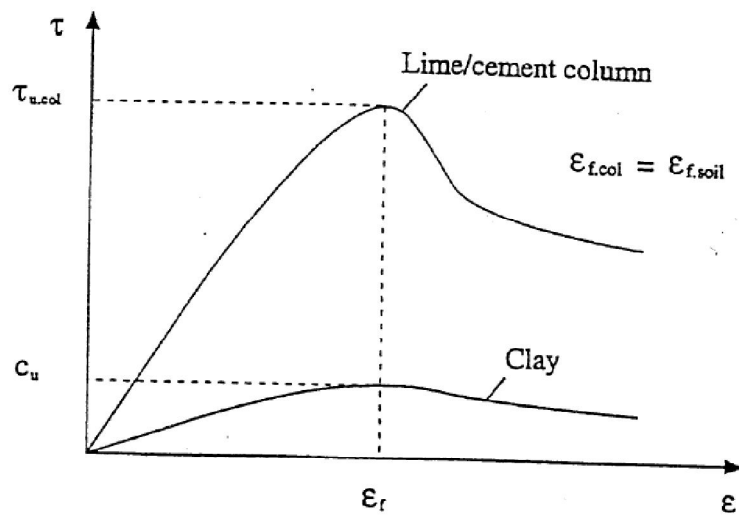
3.3.3 Pilarin ja maan yhteistoiminta

Maan ja pilarin yhteistoiminnalla pyritään saamaan stabiloitu maa käyttäytymään liittorakenteen tavoin. Maan ja pilarin yhteistoiminnan tavoittelemisen on tärkeää, jotta pilaristabilointi olisi tehokasta. Yhteistoiminnan toteutuminen pilarin ja saven välillä asettaa mitoitukselle rajoituksia pilarien rakenteellisen suunnittelulujuuden osalta. Mitä lähempänä pilarin ja maapohjan ominaisuudet ovat toisiaan, sitä paremmin yhteistoiminta todellisuudessa toteutuu (Nikkinen 2000).

Yhteistoiminnan toteutuessa stabiloidun maan kantokyky ja kestävyys lisääntyy, koska mitoituksessa voidaan ottaa huomioon pohjamaan antama horisontaalinen vaakatuki. Kimmoisten pilareiden mitoitusmenetelmä perustuu pilarin ja maan yhteistoimintaan. Kimmoisten pilarien mitoituksessa oletetaan pilarin ja maan painumat samansuuruisiksi sekä hyödynnetään maan horisontaalinen sivutuki. Kimmoisilla pilareilla stabiloitu maa muodostaa liittorakenteen, joka jakaa kuormia ja painuu yhtenäisen blokin tavoin (Nikkinen 2000).

Syvästabiloitujen pilarien mitoitusmenetelmä oli alun perin suunniteltu käytettäväksi pelkästään kalkkipilareiden suunnitteluun. Pelkällä kalkilla stabiloidut pilarit olivat nykyisiä kalkki-sementtipilareita huomattavasti joustavampia. Lujempia ja jäykempiä pilareita mitoittaessa, oletus pilarin ja pohjamaan yhtä suurista painumista ei vastaa todellisuutta parhaalla mahdollisella tavalla (Aalto 1998).

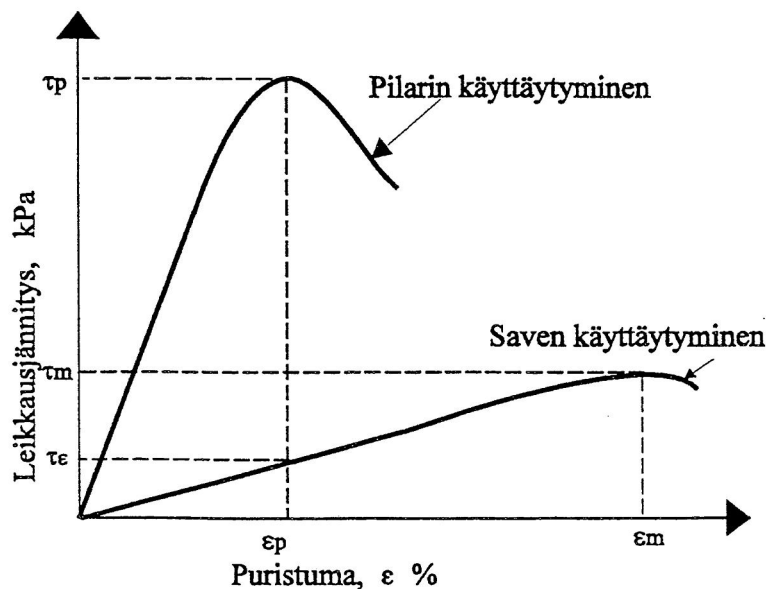
Kuvassa kymmenen on Broms & Bomanin esittämä pilarien ja pohjamaan leikkauslujuuksien mobilisoituminen. Kuvassa kymmenen pilarin ja saven huippuleikkauslujuudet oletetaan mobilisoituvan yhtä aikaa (Kivelö 1998).



Kuva 10. Broms & Bomanin esittämä oletus pilarin ja saven maksimi leikkauslujuuksien mobilisoitumisesta yhtäaikaan (Kivelö 1998)

τ	leikkausjännitys
$\tau_{u,col}$	kalkkisementtipilarin maksimi leikkauslujuus
C_u	saven maksimi leikkauslujuus
ϵ	puristuma

Kuvassa 11 on esitetty Tiehallinnon syvästabiloinnin mitoitusohjeen mukainen pilarin ja saven käyttäytyminen leikkausjännityksen alaisuudessa. Kuvasta 11 nähdään, että savi ei ole ehtinyt saavuttaa kuin osan maksimileikkauskapasiteetistaan (τ_m) pilarin leikkausjännitysten (τ_p) saavuttaessaan maksiminsa (Tielaitos 1997).



Kuva 11. Pilarin ja saven leikkausjännitysten mobilisoituminen (Tielaitos 1997)

On arvioitu, että pohjamaan huippuleikkauslujuudesta kehittyy kalkki-sementtipilarien kanssa ainoastaan noin yksi kolmannes. Nykyisten Tiehallinnon ohjeiden mukaan stabiloidun maan leikkauslujuuden määrittämisessä käytettävän pohjanmaan leikkausluutta on redusoitava redusointikertoimen avulla, joka määräytyy saven ja pilarien leikkauslujuuksien suhteiden mukaan (Kivelö 1996, Tiehallinto 2001).

3.4 Junakuormat

3.4.1 Yleistä

Suomen rautateillä liikennöivän kaluston määrä, kuormat ja liikennöintinopeudet ovat vuosien saatossa kasvaneet. Rautateiden suunnittelussa käytettävät ohjeet ja määräykset ovat myös päivittyneet uuden kaluston vaatimuksia vastaaviksi. Tämän hetkiset rautateiden suunnitteluohjeet ja määräykset ovat Ratahallintokeskuksen ratatekniset ohjeet, lyhennettynä RATO (Ratahallintokeskus 2008).

3.4.2 Pystysuorat junakuormat

Junan akselit välittävät pystysuorat junakuormat rautatiehen. Akselit ovat pareittain tai kolmen ryhmissä muodostaen yhden telin. Yhdessä vaunussa on kaksi teliä, yksi

molemmissa päissä. Kahden perättäisen vaunun päissä olevat teliparit aiheuttavat paikallisen maksimikuorman telien välille (Ratahallintokeskus 2008).

Taulukossa 1 esitettyjä mitoituskuormakaavioiden nauhakuormia q_{vk} käytetään 2D-stabiliteettilaskelmissa kuvaamaan eri akselipainojen aiheuttamia keskimääräisiä kuormituksia. Nauhakuorman oletetaan jakautuvan radan pituussuunnassa. Nauhakuorman suuruus riippuu kaluston sallituista akselikuormista. Nauhakuormat voidaan laskea kappaleessa 3.4.2 esitettyjen kuormakaavioiden avulla (Ratahallintokeskus 2008).

RATO:ssa on esitetty junan akselikuormien jakautuvan kolmen eri kuormakaavion tapaan. Kuormakaaviot eroavat toisistaan akseleiden määrän, etäisyyden ja muodon puolesta. Kuormakaavioista muodostettuja nauhakuormia käytetään eri tarkoituksiin. Nykyisen kaluston mukainen kuormakaavio ja sitä vastaavaa nauhakuormaa q_{vk} käytetään 2D-stabiliteettilaskelmissa. LM71 kuormituskaaviota vastaavaa nauhakuormaa tullaan käyttämään Eurokoodien voimaan astumisen myötä. EN 15528 kuormitusyhdistelmää käytetään nykyisten ratojen luokitteluun (Ratahallintokeskus 2008).

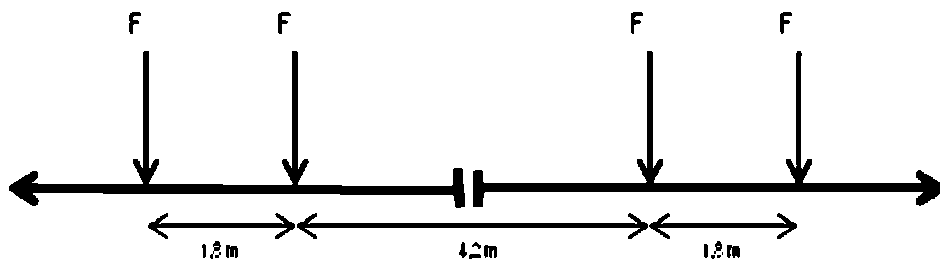
Suomen rautateillä liikennöivän kaluston sallitut kuormat ovat mitoituskuormia pienempiä. Taulukossa yksi on esitetty kaluston sallittu akselipaino ja sitä vastaavat mitoituskuormakaavion nauhakuormat. Nauhakuormat muodostuvat junan telien akseleiden aiheuttamasta kuormituksesta. Uusien ratojen suunnittelussa käytetään taulukon 1 mukaista 350 kN kaluston sallittua akselipainoa (Ratahallintokeskus 2008).

Taulukko 1. Kaluston sallittuja akselipainoja vastaavat mitoituskuormien tunnuksat ja mitoituskuormat (Ratahallintokeskus 2008)

Kaluston sallittu akselipaino [kN]	Mitoituskuormakaavion tunnus	Mitoituskuormakaavion nauhakuorma, q_{vk} [kN/m]	Δq_{vk} [kN/m]	Mitoituskuormakaavion akselikuormat, Q_{vk} [kN]
170	LM71-17	60	58	188
225	LM71-22,5	80	76	250
250	LM71-25	88	84	275
300	LM71-30	106	102	333
350	LM71-35	120	111	370

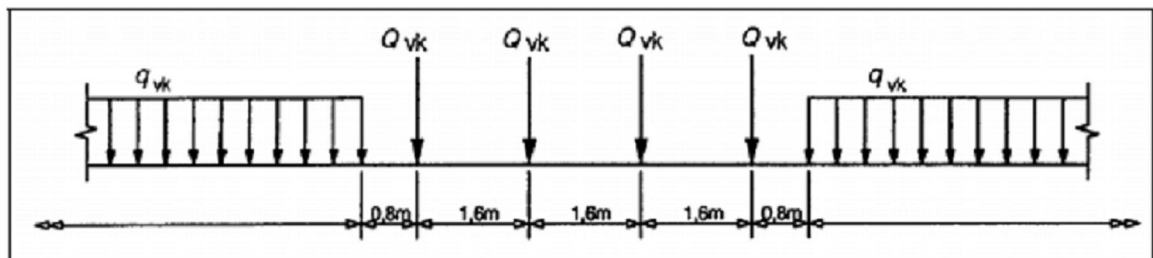
3.4.3 Kuormakaaviot

Kuormakaavioissa on esitetty miten junakuormien jakautuminen rautatiehen huomioidaan. Erityyppiset kuormakaaviot kuvaavat eri kalustojen aiheuttamia kuormituksia. Kuormakaavioilla on eri käyttötarkoituksia varten. RATO:n kuormakaaviot on esitetty kuvissa 12, 13 ja 14. Kuva 12 esittää nykyisen kaluston mukaista kuormakaaviota. Nykyisen kaluston mukaisessa mallissa telien akselit sijaitsevat 1,8 metrin päässä toisistaan. Vaunujen reunimmaiset akselit sijaitsevat 3 metrin etäisyydellä toisistaan. Stabiliateetilaskennoissa käytettävä nauhakuorma q_{vk} saadaan kuvan 12 kuormakaaviosta (Ratahallintokeskus 2008).



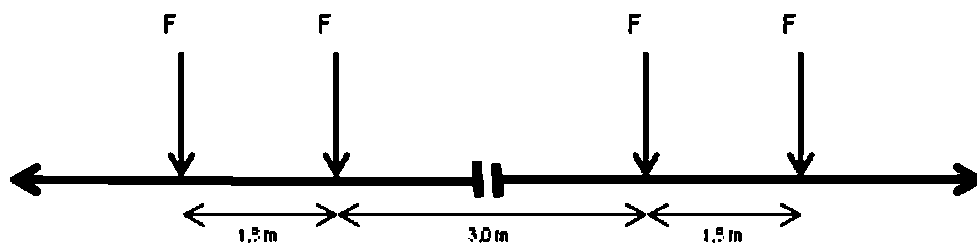
Kuva 12. Nykyistä kalustoa vastaava kuormakaavio (RATO)

LM71 kuormakaavio muodostuu kuvan 13ukaisella tavalla. Kuormakaavio LM71 on Eurokoodin mukainen. LM71 kuormakaaviosta muodostuvaa nauhakuormaa ei ole määriteltä (Ratahallintokeskus 2008).



Kuva 13. Eurokoodin mukainen kuormakaavio LM71 (RATO)

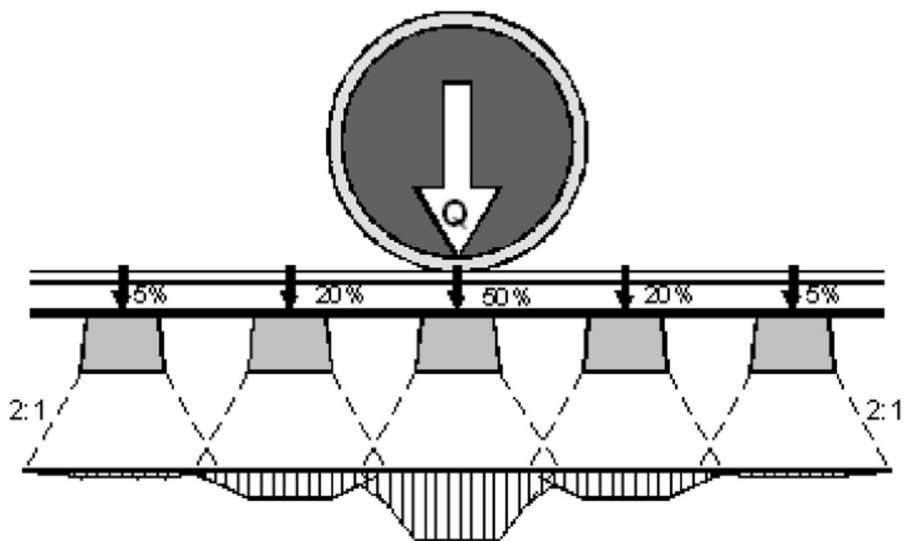
Kuvassa 14 on esitetty EN 15528 kuormakaavio. Kuvan 14 kuormakaaviota käytetään nykyisten ratojen luokitteluun. EN 15528 mukaan siirrytään Eurokoodien käyttöönoton jälkeen käyttämään uusien ratojen suunnittelussa LM71 kuormituskaaviota myös stabiliateetilaskennassa (Ratahallintokeskus 2008).



Kuva 14. Ratojen luokitteluun käytettävä EN 15528 kuormakaavio (RATO)

3.4.4 Akselikuormien jakautuminen

Pystysuoran akselikuorman Q jakautuminen kiskojen ja pölkkyjen kautta ratapenkereeseen voidaan havainnollistaa kuvan 15 mukaisella tavalla. Radan pituussuunnassa pölkyiltä ratapenkereeseen siirtyvän kuorman oletetaan jakautuvan 2:1 menetelmän mukaisesti (Ratahallintokeskus 2008).



Kuva 15. Pystysuoran kuorman jakautuminen akselilta ratapenkereeseen (Ratahallintokeskus 2008)

4 PILARISTABILOINNIN MITOITUS

4.1 Yleistä

Rakenteet on suunniteltava siten, että niillä on riittävä varmuus murtumista vastaan ja siten, että muodonmuutokset pysyvät sallituissa rajoissa. Rakenteiden mitoituksen tavoitteena on toteuttaa edellä mainitut ehdot mahdollisemman taloudellisesti.

Kappaleissa 4.3 ja 4.4 tarkastellaan pilaristabiloinnin mitoitusprosessia ja mitoituslähtökohtia nykyisten suomalaisten mitoitusohjeiden mukaisesti. Suomalaiset pilaristabiloinnin mitoitusohjeet on esitetty Tiehallinnon Syvästabiloinnin suunnitteluohjeessa. Eurokoodin astuessa voimaan rakenteiden mitoituskäytännöt muuttuvat ja muutos koskee myös stabilointia. Eurokoodin mitoitusmenetelmää tarkastellaan kappaleessa 4.5.

4.2 Mitoitusmenetelmät

4.2.1 Kokonaisvarmuusmenetelmä

Rakenteen riittävällä varmuudella murtumista ja sallitut rajat ylittäviä muodonmuutoksia vastaan tarkoitetaan sitä, että rakenteen suunnitteluperusteena oleva tasapainotila on niin kaukana murtotilasta, etteivät rakenne ja siihen liittyvä maamassa pääse murtumaan tai siirtymään niin, että rakenteen kestävyys ja käyttöarvo kärsivät. Varmuuden määrittämiseksi on suunnittelutilannetta vastaavaa tasapainotilaa verrattava murtotilaan tai muuhun kriittiseen tilaan. (Paloheimo 1974)

Ympyränmuotoisia liukupintoja käytettäessä voidaan kokonaisvarmuusluku F_c laskea vaarallisimman liukuympyrän keskipisteen suhteen otetun momenttiyhtälön perusteella kaavalla 4.2.1.

$$F_c = \frac{M_p}{M_a} \quad (4.2.1)$$

F_c on	rakenteen kokonaisvarmuusluku
M_p	maan liukuvastuksen aiheuttama passiivimomentti murtotilassa
M_a	ulkoisten kuormien aiheuttama aktiivimomentti

Kaavan 4.2.1 varmuusluku F_c on luku, jolla murtotilaa, toisin sanoen maan leikkauslujuutta vastaava passiivimomentti on jaettava, jotta käyttötilaa vastaava tasapainotila olisi saavutettu (Paloheimo 1974).

4.2.2 Osavarmuusmenetelmä

Kantavuus- ja vakavuuslaskelmiin sisältyvistä suureista tunnetaan toiset suhteellisen hyvin, kun taas toiset ovat epävarmempia. Tämä voidaan ottaa huomioon käyttämällä osavarmuuslukuja, joiden arvot riippuvat laskelmissa käytetyn kunkin suureen epävarmuudesta. Esimerkiksi lieriöliukupintoja käytettäessä voidaan passiivimomenttia lisäävät leikkauslujuusparametrit jakaa lujuusarvojen määrittäytavasta ja hajonnasta riippuvalla varmuusluvulla, kun taas aktiivimomenttia lisäävät kuormat voidaan kertoa toisella osavarmuusluvulla (Paloheimo 1974).

4.3 Mitoituksen lähtökohdat

4.3.1 Yleistä

Nykyinen suomalainen syvästabiloinnin mitoituskäytäntö ei eroa merkittävästi kansainvälisestä syvästabiloinnin mitoituskäytännöstä. Broms & Bomanin vuonna 1977 esittämää puolilujien pilarien mitoitusperiaatetta käytetään Suomessa edelleen. Broms & Bomanin menetelmässä oletetaan stabiloidun maan toimivan yhdistelmäarakenteena. Painuma oletetaan pilarin ja maan välillä yhtä suureksi riippumatta pilarivälistä, penkereen geometriasta tai penkereen materiaaliominaisuuksista (Aalto 1998).

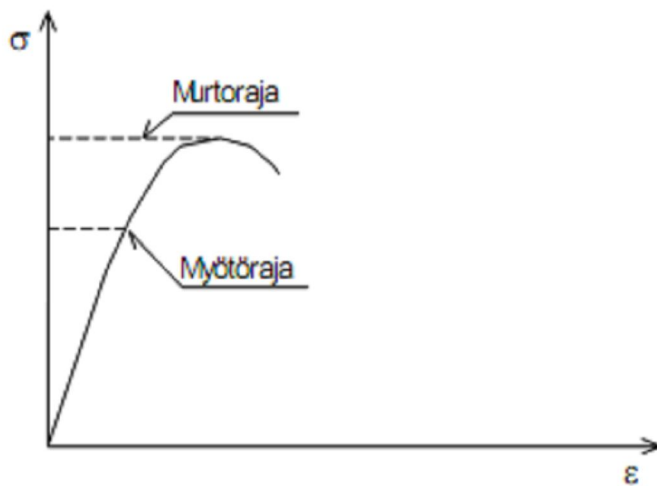
4.3.2 Pilarien mitoitusyydit

Tiehallinnon Syvästabiloinnin suunnitteluohje jakaa pilarit mitoitusavan perusteella kahteen tyyppiin. Pilarit voidaan mitoittaa kimmoisina tai myötäävinä pilareina. Sekä kimmoisella että myötäävällä pilarilla kuormitus jakautuu pilarien ja maan välillä niiden muodonmuutosmoduulien suuruudesta riippuvalla tavalla. (Tiehallinto 2001).

Kimmainen pilari on Suomessa yleisemmin käytetty pilarityyppi. Kimmoisen pilarin mitoituksessa jännitykset eivät saa ylittää myötörajaa. Myötörajalla tarkoitetaan sitä jännitystä jonka ylittyessä pilarin käyttäytyminen muuttuu plastiseksi ja muodonmuutokset

kasvavat. Myötörajaa pienemmillä jännityksillä pilarin oletetaan toimivan kimmoisasti (Tiehallinto 2001).

Kimmoisan pilaroinnin mitoituksessa määritetään kuorman jakautuminen pilarin ja maan kesken sekä verrataan pilarille tulevaa kuormaa myötörajan suuruiseen sallittuun kuormaan. Murtokuorman ja sen perusteella laskettavan myötökuorman määrittämisessä otetaan huomioon ympäröivän maan antama sivutuki (Tiehallinto 2001). Kuvassa 16 on esitetty myötörajan määrittäminen pilarin jännitys-muodonmuutos kuvaajasta. Myötörajan käyttämistä pilarin murtolujuutena on perusteltu jäännöslujuuden



Kuva 16. Kimmoisan pilarin myötörajan määrittäminen (Tiehallinto 2001)

Kimmoisen pilari on rakenteeltaan käytännössä painumaton. Pilari kantaa suurimman osan kuormasta ja myötörajan ylittymistä ei sallita. Syvästabiloinnin suunnitteluohjeessa kimmoisen pilarin myötörajaksi oletetaan enintään 70 % murtokuormasta. Myötörajaoletus perustuu kuormitus-muodonmuutoskäyrän muotoon, joka on materiaalikohtainen sekä sisältää tietyn varmuuden sitä vastaan, ettei yksikään pilari joudu murtoon (Tiehallinto 2001).

Syvästabiloinnin suunnitteluohje asettaa kimmoisten yksittäisten pilarien mitoitukselle seuraavia vaatimuksia:

- Pilarin lujuus ei saa ylittää 15-kertaisena pohjamaan lujuutta, kun tarkastellaan pystysuunnassa 2 metrin matkalla laskettua lujuuden keskiarvoa
- Penkereen mitoituksessa lasketaan luonnollisen vakavuuden kokonaisvarmuus ilman pilarointia ja tarkistetaan täyttyykö ehdot yksittäisten pilareiden käyttämiselle

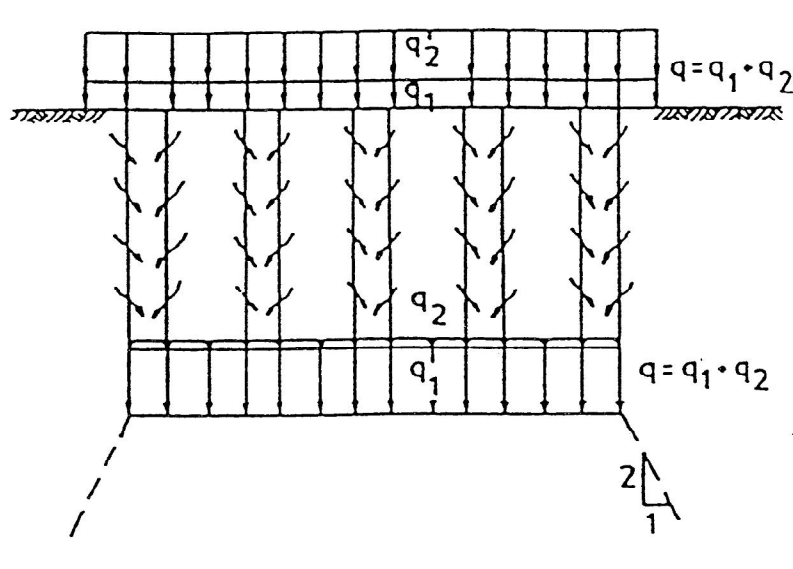
- Sideaineena käytetään kalkkisementtiä tai toista ominaisuuksiltaan tunnettua sideaineseosta

Myötävän pilarin mitoituksessa jännitysten sallitaan nousta myötörajan suuruiseksi. Kuormituksen kasvaessa oletetaan, että ylimenevä kuormitus ei kasvata pilarikuormaa vaan lisääntynyt kuorma siirtyy maapohjan kannettavaksi. Maapohjan kuormituksen lisääntyessä koko rakenteen annetaan painua. Pilarien pystyjojamainen vaikutus nopeuttaa painumaa (Tiehallinto 2001).

Pilarit voidaan mitoittaa myös lujiksi. Lujat pilarit toimivat paalujen lailla ja niiden oletetaan vastaanottavan kaiken kuormituksen. Lujien pilareiden tapauksessa ei maan sivutukea oteta huomioon (Tielaitos 1997). Lujien pilareiden käyttöä ei suositella, koska on todettu, että lujien pilareiden saavuttama lujuus on jäänyt useissa kohteissa selkeästi mitoituslujuuksia pienemmäksi. Tiehallinnon Syvästabiloinnin suunnitteluohjeessa 2001 ei käsitellä lujien pilarien mitoittamista.

4.3.3 Kuormien jakautuminen

Maan ja pilarin yhteistoiminnan toteutuessa, stabiloidulle maalle siirtyvien vertikaalisten kuormitusten voidaan olettaa jakautuvan kuvan 17 mukaisesti.

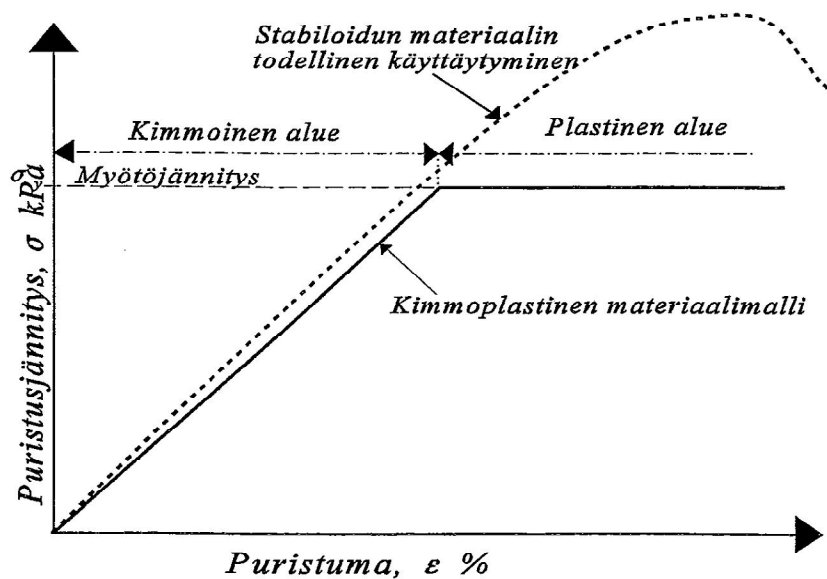


Kuva 17. Kuormien jakautuminen pilaristabiloidussa maassa (Aalto 1998)

Kimmoisen pilarityypin tarkoituksena on, että pilarin ja maapohjan yhteistoiminta toteutuu tehokkaasti. Maan ja pilarin yhteistoimintaan vaikuttaa materiaalien muodonmuutosmoduulien suuruuserot sekä pilarien k/k-väli. Pilareista on turha mitoittaa liian lujia, koska silloin maan ja pilarin yhteistoiminta ei ole tehokasta. Pilari on lujitettua maata eikä kantava rakenne (Tielaitos 2001).

4.3.4 Stabiloidun maan materiaalmalli

Nykyiset syvästabiloinnin mitoitusmenetelmät perustuvat klassiseen maamekaniikkaan. Mitoitusmenetelmissä stabiloidun maapohjan oletetaan käyttäytyvän kimmoplastisen materiaalmallin mukaisesti. Kimmoplastisessa materiaalmallissa oletetaan materiaalin käyttäytyvän kimmoisasti myötörajan suuruiseen jännitykseen asti. Myötörajan ylittyessä muodonmuutokset ovat plastisia eli palautumattomia. Materiaalin muodonmuutokset ovat myötörajan molemmilla puolilla geometrisesti lineaarisia (Tielaitos 1997). Kuvassa 18 on esitetty kimmoplastinen materiaalmalli ja stabiloidun materiaalin todellinen käyttäytyminen puristusjännityksen (σ) alaisuudessa.



Kuva 18. Stabiloidun materiaalin käyttäytyminen puristusjännityksen alaisena ja kimmoplastinen materiaalmalli (Tielaitos 1997)

4.3.5 Luonnontilainen vakavuus

Stabilointi lisää maapohjan lujuutta. Koska pilarien laatu vaihtelee ja koska pilarit kestävät huonosti muita kuin puristusjännityksiä, saattaa stabiloinnin vaikutus stabiliteettiin jäädä tavoiteltua heikommaksi (Tiehallinto 2001).

Yksittäisten pilarien käyttö penkereen pohjavahvistusmenetelmänä on stabiliteetin parantamisen kannalta epävarma tapa. Liukupinnalla on mobilisoituessaan ominaisuus hakeutua maaperän heikoimman kerroksen kautta. Yksittäisen pilarin heikoin kerros vastustaa leikkausjännityksiä huonosti, jos ollenkaan (Nikkinen 2000).

Pilarien kerroksellisen rakenteen johdosta, yksittäisten pilarien käytölle on asetettu rajoituksia. Kohteelle on aina suoritettava luonnontilainen vakavuustarkastelu, jotta kohteen soveltuvuus stabiloitavaksi yksittäisiä pilareita käyttäen on sallittua. Luonnontilaisen vakavuuden kokonaisvarmuuden tarkistamisen tarkoitus on selvittää missä määrin stabiliteetti on merkitsevä tekijä stabiloinnin mitoituksessa (Tiehallinto 2001).

Tiehallinnon ja Ratahallintokeskuksen vaatimukset poikkeavat vaatimustasoltaan hieman toisistaan. RATO:n ohjeiden mukaan yksittäisten pilareiden käyttö on sallittua vain, jos luonnontilainen vakavuuden kokonaisvarmuus on yli 1,4. Tiehallinnon luonnollisen vakavuuden vaatimus kokonaisvarmuudelle on 1,2. Maanpinnan kaltevuus ja penkereen sivulle tehtävät kaivannot on myös huomioitava suunniteltaessa pohjanvahvistusta yksittäisillä pilareilla (Ratahallintokeskus 2008, Tiehallinto 2001).

Jos alustava stabiliteettivaatimus ei täyty, pilarit täytyy asentaa lamelleiksi, jossa yksittäiset pilarit leikkaavat toisiaan. Massa- tai lamellistabiloinnin ulottuessa kovaan pohjaan asti luonnollisen vakavuuden vaatimuksia ei käytetä (Ratahallintokeskus 2008).

4.3.6 Painuma

Painuma on tärkeä pohjarakenteiden mitoituksessa huomioon otettava seikka. Maapohjan painuminen ei saa olla niin suurta, että siitä aiheutuu haittaa tie- tai ratarakenteelle ja sen käytölle. Liian suuret painumat saattavat myös heikentää rakenteen pintakuivatusta ja aiheuttaa halkeamia, mikä lyhentää rakenteen elinikää. Yleensä rakenteet kestävät melko hyvin suuriakin tasaisia painumia, mutta lyhyellä matkalla syntyvät pienetkin painumaerot voivat olla vahingollisia ja vaatia korjauksia. Painumien seurauksena tien tai radan

liikennöitävyys ja turvallisuus heikkenee. Painumat vähentävät myös ajo- tai matkustusmukavuutta (Juntunen 2004).

4.4 Syvästabiloinnin suunnitteluohje

4.4.1 Yleistä

Seuraavassa on tarkasteltu kimmoisan pilarin klassista mitoitustapaa Tiehallinnon ohjeiden mukaisesti. Tiehallinnon julkaisusta Syvästabiloinnin Suunnitteluohje 2001 löytyy suomalaisessa syvästabiloinnin mitoituksessa käytettävät ohjeet ja vaatimukset. Syvästabiloinnin suunnitteluohje pohjautuu Broms & Bomanin vuonna 1977 esittämiin mitoituseriaatteisiin (Tiehallinto 2001).

Tiehallinnon julkaisussa käsitellään kuivamenetelmällä suoritettavan pilaristabiloinnin sekä massasyvästabiloinnin suunnittelu ja mitoitus Tässä tutkimuksessa on keskitytty kimmoisan pilarin mitoituksen tutkimiseen. Tiehallinnon ohjetta voidaan soveltaa myös ratageotekniikan kohteisiin. Ratageotekniikan mitoitukslähtökohdat poikkeavat Tiehallinnon ohjeista jonkin verran. Rautateiden suunnittelussa käytettävät suunnitteluvaatimukset, kuormat ja varmuustasot löytyvät Ratahallintokeskuksen Ratateknisistä ohjeista (Tiehallinto 2001, Ratahallintokeskus 2008).

4.4.2 Mitoitusprosessi

Kimmoisten pilarien mitoituspöcessin tarkoitus on varmistaa maan ja pilarin yhteistoiminta sekä optimoida pilariväli kohteeseen soveltuvaksi. Mitoitusprosessi sisältää useamman sisäkkäisen iteraatiokierroksen, jossa pilarin mitoitukslujuuden valinnan jälkeen tarkistetaan painuma- sekä puristusjännitysten vaatimukset.

Mitoituksen lähtötiedoiksi tarvitaan pilarien mitoitukslujuus, pilarien halkaisija, pilarien alustava k/k-väli sekä arvio kuormitusjakaumasta pilarin ja maan välillä. Jotta pilarit toimisivat halutulla tavalla on pilarin mitoitukslujuuden valintaan kiinnitettävä huomioita. Kimmoisan pilarin mitoitukslujuuden valintaan löytyy ohjeita Tiehallinnon syvästabiloinnin suunnitteluohjeista sekä kappaleesta 4.3.2 (Tiehallinto 2001).

Lähtötietojen valinnan jälkeen tarkistetaan pilarin ja maan painumat. Kimmoisan pilarin mitoituksessa oletetaan, että maapohjan ja pilarien painumat ovat yhtä suuria. Painumat

saadaan yhtä suuriksi pilarin ja maan välistä kuormitusjakaumaa iteroimalla. Painumamitoitus suoritetaan käyttörajatilassa. Kaikki osavarmuusluvut ovat tällöin ykkösiä ja liikennekuormia ei tarkastelussa huomioida (Tiehallinto 2001).

Painumamitoituksen jälkeen tarkistetaan, että puristusjännitykset eivät ylitä pilarin myötörajaa. Mikäli alustava arvio k/k-välistä johtaa myötörajan suuruisen jännityksen ylittymiseen, on pilarikaavion pilarien k/k-väliä tihennettävä. Pilarien k/k-välin muutokset vaikuttavat taas pilarin ja maan painumiin, joten k/k-välin optimoinnin jälkeen myös kuormitusjakauma on syytä tarkistaa uudelleen. Prosessin sisältämät iteraatiot suoritetaan niin monta kertaa, kunnes päädytään tulokseen, joka toteuttaa mitoituksen päämäärät halutulla tarkkuudella. Puristusjännitystarkastelu suoritetaan murtorajatilassa. Murtorajatilassa myös liikennekuormat otetaan laskelmissa huomioon (Tiehallinto 2001).

Vaikka puristusjännitystarkastelut muodostuvat usein määrääväksi pilaristabilointia mitoitettaessa, on myös penkereen kokonaisvakavuus tarkistettava, jotta voidaan varmistua pilarien stabiliteettia parantavasta vaikutuksesta. Pilaristabiloidun penkereen vakavuuslaskentaan löytyy ohjeita Tiehallinnon syvästabiloinnin suunnitteluohjeesta ja kappaleesta 4.4.5 (Tiehallinto 2001).

4.4.3 Kimmoisan pilarin mitoitus

Kimmoisan pilarin mitoitus lähtee liikkeelle painumamitoituksesta. Painumamitoituksen lähtökohtana on oletus, että pilarit ja maapohja painuvat yhtä paljon. Painumamitoitus aloitetaan tekemällä laskentatekninen oletus pilarivälin ja kuormajakautuman suuruusluokasta. Käyttökelpoinen alkuoletus kuormituksen jakautumisesta pilareille ja maalle on yleensä se, että pilarit kantavat 90 % kokonaiskuormasta, jolloin maalle jää 10 % kuormasta (Tiehallinto 2001).

Painumamitoituksessa on mukana vain pysyvät kuormat. Painumamitoitusta käsitellään käyttörajatilassa. Käyttörajatilassa kaikki kuormien ja maaparametrien osavarmuusluvut ovat yhtä suuria kuin 1,0. Pilarien painuma lasketaan käyttämällä kaavaa 4.4.1. Pilarin muodonmuutosmoduulina voidaan kalkkisementtipilareille käyttää 100-200-kertaista ja kalkkipilareilla 50-150-kertaista arvoa pilarin leikkauslujuuteen nähden (Tiehallinto 2001).

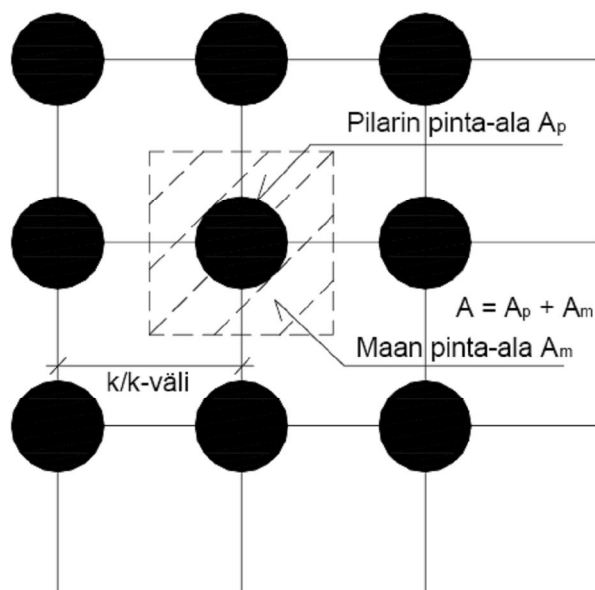
$$s_{pil} = \frac{\Delta h \cdot q_{pil}}{a \cdot E_{pil}} \quad (4.4.1)$$

Δh on	pilarin pituus
s_{pil}	pilareille siirtyvän kuormaosuuden aiheuttama painuma
q_{pil}	pilareille tuleva osa kokonaiskuormasta
a	pilarin suhteellinen pinta-ala
E_{pil}	pilarin muodonmuutosmoduuli

Pilarien suhteellinen pinta-ala (a) määritetään kaavan 4.4.2 avulla. Kaavassa 4.4.2 käytetyt merkinnät ovat esitetty kuvassa 19. Arvioidun k/k -välin valinnan jälkeen pilarien suhteellinen pinta-ala voidaan laskea.

$$a = \frac{A_p}{A_p + A_m} \quad (4.4.2)$$

A_p	pilarin pinta-ala
A_m	maan pinta-ala



Kuva 19. Pilaristabiloinnin geometria ja merkinnät (Tiehallinto 2001)

Maan painuma voidaan homogeenisen normaalikonsolidoituneen pohjamaan tapauksessa laskea sijoittamalla yhtälöön 4.4.3 kaavat 4.4.4 ja 4.4.5.

$$s_{maa} = \frac{\Delta h \cdot q_{maa}}{(1-a) \cdot M} \quad (4.4.3)$$

M on kokoonpuristuvuusmoduuli
 s_{maa} maalle siirtyvän kuormaosuuden aiheuttama painuma
 q_{maa} maalle tuleva osa kokonaiskuormasta

Maan kokoonpuristuvuusmoduuli (M) saadaan kaavasta 4.4.4.

$$M = m \cdot \delta_v \cdot \left(\frac{\delta}{\delta_v}\right)^{1-\beta} \quad (4.4.4)$$

m maan moduuliluku
 δ maassa vallitseva pystyjännitys
 δ_v vertailujännitys (100 kPa)
 β jännitysekspONENTTI

Tiehallinnon ohjeiden mukaan maalle tuleva kuormitusosuus kokonaiskuormasta voidaan laskea yhtälön 4.4.5 avulla. Käyttämällä yhtälöä 4.4.5 pilarin ja maan painumat muodostuvat yhtä suuriksi.

$$q_{maa} = \left\{ \frac{(1-a) \cdot M}{a \cdot E_{pil} + (1-a) \cdot M} \right\} \cdot q_0 \quad (4.4.5)$$

q_0 on penkereen aiheuttama kokonaiskuorma

Pilarin puristusjännitystarkastelu suoritetaan murtorajatilassa. Murtorajatilassa tehtävissä tarkasteluissa huomioidaan myös penkereen päällä vaikuttavat liikennekuormitukset. Kimmoisalle pilarille tuleva puristusjännitys ei saa missään tilanteessa ylittää myötörajaa yhtälön 4.4.9 osoittamalla tavalla. Puristusjännitykset muodostuvat yleensä mitoittavaksi tekijäksi kimmoisan pilarin stabilointia mitoitettaessa.

Tiehallinnon ohjeiden mukaan pilarille siirtyvien kuormien suuruus saadaan yhtälöllä 4.4.6. Yhtälö 4.4.6 ei ota huomioon tasaisen liikennekuorman holvaantumista penkereessä.

RATO:n mukaan junakuorman voidaan olettaa jakautuvan penkereestä pohjamaalle 2:1 menetelmän mukaisesti (Ratahallintokeskus 2008, Tiehallinto 2001).

$$\sigma_{pil} = \frac{q_0 - q_{maa}}{a} + \frac{q_{liik}}{a} \quad (4.4.6)$$

σ_{pil} on pilareille tuleva puristusjännitys

q_{liik} tasainen liikennekuorma

Koska kimmoisan pilarityypin mitoitusmenetelmä perustuu pilarin ja maan yhteistoimintaan, puristuskapasiteettia laskettaessa huomioidaan myös maan antama horisontaalinen tuki. Pilarin puristuskapasiteetti saadaan yhtälöllä 4.4.7.

$$\sigma_{murto} = 2 \cdot \tau_{pil} + k_h \cdot \sigma'_h \quad (4.4.7)$$

σ_{murto} on pilarin puristuskapasiteetti

τ_{pil} pilarin leikkauslujuus

k_h horisontaalijännityksen kerroin (=1)

σ'_h pilareihin vaikuttava maan tehokas horisontaalijännitys

Maan tehokas horisontaalijännitys voidaan laskea yhtälön 4.4.8 mukaisesti.

$$\sigma'_h = \sigma'_v + \frac{\Delta\sigma'}{2} \quad (4.4.8)$$

σ_h on maan tehokas horisontaalijännitys

σ'_v maan pystysuora tehokas jännitys alkutilanteessa tarkastelusyvytydellä

$\Delta\sigma'$ kuormituslisäys (ilman liikennekuormaa)

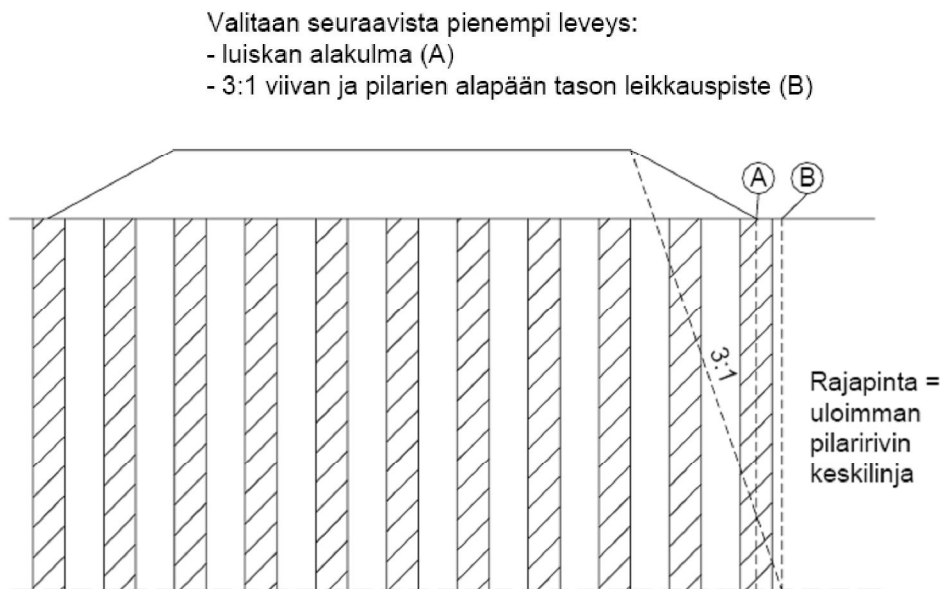
Yhtälössä 4.4.9 on esitetty pilarin myötörajan määräytyminen Tiehallinnon ohjeiden mukaisesti. Tiehallinnon ohjeissa on käytetty myötörajana 70 % murtokapasiteetista.

$$\sigma_{pil} \leq \sigma_{myötö} \leq 0,7 \cdot \sigma_{murto} \quad (4.4.9)$$

Pilarivälin tihentäminen vaikuttaa kuormitusjakaumaan pilarin ja maan välillä. Pilarivälin tihentämisen avulla voidaan pilarille siirtyvän kuorman määrään vaikuttaa. Mitoituksen lupuksi k/k-välin muutosten vaikutus painumiin on tarkastettava (Tiehallinto 2001).

4.4.4 Stabiloinnin leveys

Stabilointileveyden määrittämisen tarkoituksena on penkereen tasainen painuma koko poikkileikkaus leveydellä. Tiehallinnon mitoitusohjeiden mukaan stabilointileveys määräytyy kuvan 20 osoittamalla tavalla. Vakavuuslaskelmiin vaikuttaa ainoastaan aktiivipuolen pilarit (Tiehallinto 2001).

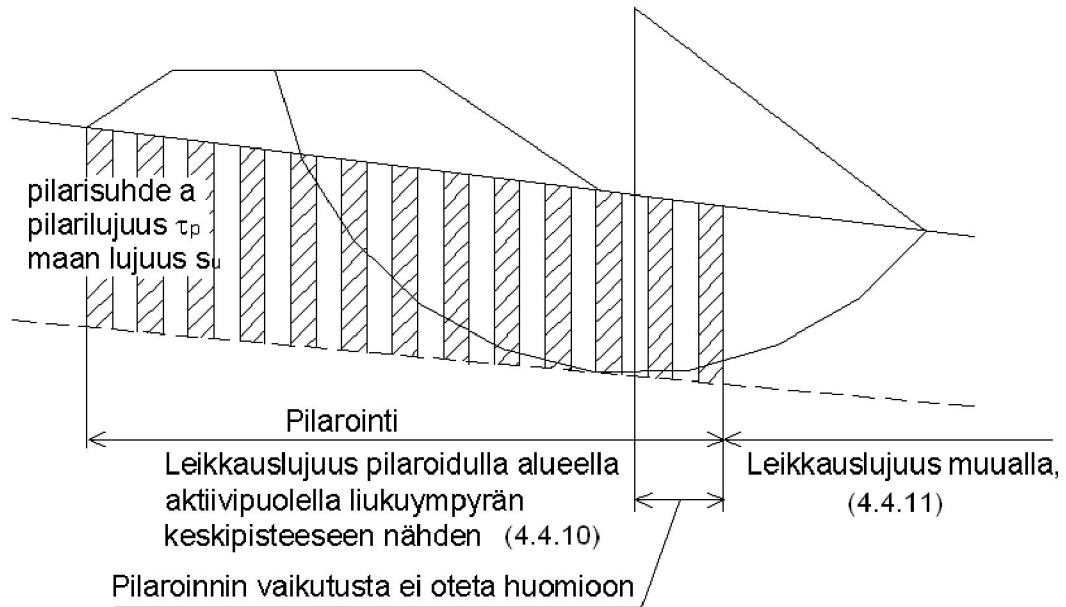


Kuva 20. Pilaristabiloinnin leveyden määrittäminen Tiehallinnon ohjeiden mukaan (Tiehallinto 2001)

4.4.5 Kokonaisvakavuus

Pilaristabiloinnin vaikutus penkereen kokonaisvakavuuteen on tarkistettava laskelmien avulla. Mitoituksessa stabiliteetti lasketaan sekä ennen stabilointia että stabilointi huomioiden. Penkereen luonnollisen vakavuuden laskelmien tarkoituksena on selvittää missä määrin vakavuus on merkittävä tekijä stabiloinnin mitoituksessa (Tiehallinto 2001). Luonnollisen vakavuuden merkitystä on tarkasteltu kappaleessa 4.3.5.

On olemassa monia käsityksiä miten pilaristabiloidun penkereen vakavuus pitäisi mallintaa. Tiehallinnon ohjeiden mukaan ympyrämuotoinen liukupinnan keskipiste jakaa pilaristabiloidun vyöhykkeen kahteen eri osa-alueeseen kuvan 21 esittämällä tavalla. Liukupinnan jako aktiivi- ja passiivipuoliin on perusteltua pilarin haurauden ja huonon vetokestävyyden vuoksi (Tiehallinto 2001).



Kuva 21. Liukupinnan jako aktiivi- ja passiivipuoleen (Tiehallinto 2001)

Stabiloidun alueen leikkauslujuutena vakavuuslaskelmissa käytetään aktiivipuolella pilareiden ja maan pilarisuhteen mukaan määräytyvää keskimääräistä leikkauslujuutta yhtälön 4.4.10 osoittamalla tavalla. Yhtälössä 4.4.10 saven leikkauslujuuden ominaisarvoa redusoidaan redusointikerroimen μ avulla. Redusointikerroin määräytyy kuvan 22 mukaisesti (Tiehallinto 2001). Saven redusoinnin merkitystä on käsitelty kappaleessa 3.3.3.

$$s_{ua} = a \cdot \tau_{pil} + (1 - a) \cdot \mu \cdot s_u \quad (4.4.10)$$

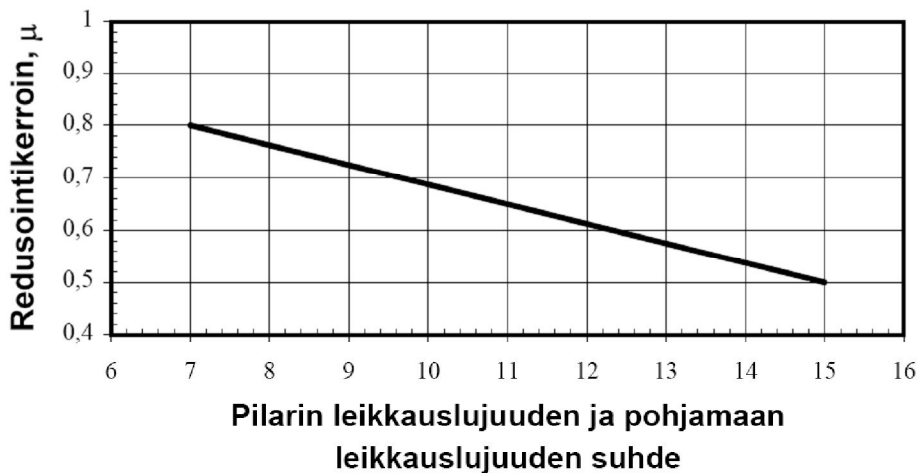
s_{ua} on pilaroidun maan keskimääräinen leikkauslujuus aktiivipuolella
 τ_{pil} pilarin leikkauslujuus
 μ redusointikerroin

Passiivipuolella pilareiden vaikutus leikkauslujuuteen jätetään kokonaan pois. Passiivipuolen leikkauslujuus muodostuu pohjamaan lujuudesta sekä redusointikertoimen vaikutuksesta yhtälön 4.4.11 mukaan (Tiehallinto 2001).

$$s_{up} = \mu \cdot s \quad (4.4.11)$$

s_{up} on maan leikkauslujuus pilaroimattomalla alueella ja passiivipuolella

Redusointi suoritetaan siipikairaluuksien jo redusoiduille ominaisarvoille. Menettelyllä pyritään sisällyttämään laskelmiin lisää varmuutta pilaristabiloinnin epähomogeenisen luonteen takia. Kuvassa 22 on esitetty redusointikertoimen (μ) määrittäminen (Tiehallinto 2001).



Kuva 22. Vakavuuslaskelmissa käytettävän pohjamaan leikkauslujuuden redusointikertoimen määrittäminen (Tiehallinto 2001)

Liukuympyrän keskipisteen sijainti siirtyy stabiloidun vyöhykkeen leveyden muutosten vaikutuksesta. Suuntaa-antavat liukupintalaskelmat voidaan aluksi tehdä huomioimalla laskentamallissa stabiloidun alueen koko leveys (Tiehallinto 2001).

4.5 Eurokoodit

4.5.1 Eurokoodien tausta

Rakenteita koskevilla Eurokoodeilla tarkoitetaan kantavien rakenteiden suunnittelussa käytettäviä eurooppalaisia standardeja. Eurokoodit sisältävät standardit talo- ja siltarakenteiden sekä maa- ja vesirakenteiden rakenteellista ja geoteknistä suunnittelua varten. Eurokoodin mitoitustapa tuo muutoksia nykyisiin rakenteiden mitoituskäytäntöihin. Muutokset koskevat kaikkea rakentamista, myös stabiloinnin mitoitusta, vaikka siihen ei Eurokoodi ota erikseen kantaa.

Eurokoodiohjelman kehitystyö alkoi jo vuonna 1975, kun Euroopan yhteisön komissio päätti Rooman sopimuksen perusteella rakennustekniikkaan liittyvästä toimenpideohjelmasta. Ohjelman tavoitteena oli kaupan teknisten esteiden poistaminen ja teknisten vaatimusten yhdenmukaistaminen (SFS-EN 1997-1).

Eurokoodiohjelman ensimmäinen sukupolvi valmistui 1980-luvulla, Euroopan komission toimesta. Vuonna 1989 Eurokoodien valmistelu siirtyi Comité Européenne de Normalization (CEN) alaisuuteen, jonka tarkoituksena oli antaa Eurokoodeille eurooppalaisen (EN) standardin asema (SFS-EN 1997-1).

4.5.2 Eurokoodi standardit

Rakenteita koskeva eurokoodiohjelma käsittää kymmenen standardia, jotka sisältävät useita osia. Suomen kielelle käännetyt alkuperäiset englannin kielellä kirjoitetut Eurokoodit sisältävät SFS etuliitteen. SFS-EN käännökset saattavat sisältää kohtia, joissa käytetty teksti ei ole selkeintä suomen kieltä. Epäselvissä tapauksissa alkuperäinen EN-standardi on korkeimmassa asemassa. Aikaisemmat esistandardit, jotka sisältävät lyhenteen ENV, korvautuvat varsinaisen EN-standardin voimaan astumisen myötä.

Eurokoodin mukaiset rakenteiden suunnitteluperusteet on esitetty standardissa SFS-EN 1990:2002. Standardissa SFS-EN 1990 esitetään rakenteiden varmuutta, käyttökelpoisuutta ja säilyvyyttä koskevat periaatteet ja vaatimukset. Standardi perustuu rajatilamenetelmään ja sen yhteydessä käytettävään osavarmuuslukumenetelyyn. Uusia rakenteita suunniteltaessa standardia EN 1990 on tarkoitettu sovellettavaksi suoraan yhdessä Eurocode-standardien EN 1991...1999 kanssa (SFS-EN 1990).

Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu sisältää geotekniikan yleiset suunnittelusäännöt. Eurokoodi seitsemän jakautuu kahteen osaan, joista ensimmäinen SFS-EN 1997-1:2004 sisältää geoteknisen suunnittelun ja toinen osa SFS-EN 1997-2 käsittelee pohjatutkimuksia ja koestusta. Eurokoodi seitsemää on tarkoitettu käytettävän yhdessä muiden rakenteita koskevien Eurokoodi standardien kanssa (SFS-EN 1997-1).

Virallisten Eurokoodi standardien lisäksi jokaisella jäsenmaalla on oikeus omiin kansallisiin liitteisiin, joista löytyy ne mitoitusmenetelmät ja osavarmuuslukujen suuruudet mitä on kansallisesti valittu käytettävän. Kansallisen liitteen taulukoissa A.(FI) esitetyt arvot korvaavat standardin SFS-EN 1997-1:2004 liitteessä A suositellut arvot (SFS 2009).

Geoteknistä suunnittelua käsittelevä Eurokoodi SFS-EN 1997-1:2004 ja ympäristöministeriön kansallinen liite otettiin käyttöön 1.11.2007. Tällä hetkellä liikenne- ja viestintäministeriön kansallinen liite on notifioitavana. Pohjatutkimuksia käsittelevä osa SFS-EN 1997-2 valmistui seuraavana vuonna ja otettiin käyttöön 15.7.2008. Nyt on menossa siirtymävaihe, jolloin rinnakkaisten standardien käyttö on oikeutettua. Siirtymävaihe loppuu vuonna 2010 maaliskuun viimeisenä päivänä LVM kansallisen liitteen osalta. Ympäristöministeriön kansallisen liitteen siirtymävaiheen päättymiseen on annettu lisää aikaa. Siirtymävaiheen jälkeen Eurokoodi jää ainoaksi viralliseksi standardiksi ja muut Eurokoodin kanssa ristiriitaiset standardit kumotaan (SFS 2009).

Eurokoodin käyttöönottoa helpottamaan on tehty joitain suomenkielisiä käsikirjoja. RIL, TRY ja BY ovat julkaisseet käsikirjoja ja soveltuvuusohjeita, joissa selitetään ja täydennetään alkuperäistä eurokoodia. RIL-207 käsikirja on Eurokoodi 7:n mukainen ja tulee korvaamaan RIL:n nykyiset Pohjarakennusohjeet. Myös Suomen Standardoimisliitto on julkaissut käsikirjan SFS-käsikirja 207. SFS-käsikirja 207 sisältää SFS-EN 1997 standardin molemmat osat sekä YM kansallisen liitteen.

Syvästabilointityön suorittamista käsitellään SFS-EN 14679 standardissa. Standardi määrittelee kahdella eri menetelmällä, kuivastabiloinnilla ja märkästabiloinnilla, suoritettavan syvästabilointityön tekemistä, testausta, valvontaa sekä seuranta- ja mittaustarkkailua koskevat yleiset periaatteet. Asiakirja ei ota kantaa syvästabiloinnin laskennalliseen mitoitukseen. Asiakirja SFS-EN 14679 sisältö löytyy myös RIL-157 julkaisussa (SFS-EN 14679).

4.5.3 Kansallinen liite

Ympäristöministeriön vahvistama 18. kansallinen liite liittyy SFS-EN 1997-1-1 standardiin. Liite 18 sisältää talonrakennustyötä ja siihen liittyviä kaivanto- ja maanrakennustöitä koskevat kansallisesti määritetyt parametrit. Kansallisesta liitteestä löytyy ne menettelyt ja osavarmuusluvut mitkä on valittu suositeltavan käytettäväksi Suomessa, kun standardissa SFS-EN 1997-1:2004 annetaan mahdollisuus vaihtoehtoihin. Kansallista liitettä 18 käytetään yhdessä SFS-EN 1997-1:2004 kanssa. Kansallisen liitteen taulukoissa A(FI) esitetyt arvot korvaavat standardin SFS-EN 1997-1:2004 liitteessä A suositellut arvot (SFS 2009).

Nykyinen voimassa oleva kansallinen liite 18 ja sen sisältämät osavarmuusluvut on valittu talonrakennustöissä vaadittua varmuustasoa silmällä pitäen. Liite ei sovellu parhaalla mahdollisella tavalla infrarakentamiseen. Liikenne- ja viestintäministeriön alaista rakentamista varten ollaan laatimassa omaa kansallista liitettä ja sovellusohjetta. Tällä hetkellä liikenne- ja viestintäviraston kansallisesta liitteestä on olemassa luonnosversio. LVM kansallisen liitteen määräykset tulevat koskemaan Liikenne- ja viestintäministeriön hallinnonalaa kuuluvia teitä, ratoja ja siltoja. LVM kansallisen liitteen luonnoksessa esitetyt kuormien ja maaparametrien osavarmuusluvut poikkeavat YM kansallisesta liitteestä joissain mitoitustilanteissa (SFS 2009).

4.5.4 Eurokoodin rakenne

Eurokoodin sisältö jakautuu periaatesääntöihin ja soveltamissääntöihin. Periaatesäännöt koostuvat yleisistä väittämistä ja määritelmistä, joiden noudattamiselle ei ole vaihtoehtoja. Periaatesäännöt on merkitty tekstissä P kirjaimella. Soveltamissäännöt ovat esimerkkejä yleisesti hyväksytyistä säännöistä, jotka noudattavat periaatesääntöjä ja täydentävät niiden määriykset. Soveltuvuussäännöt on Eurokoodin tekstissä merkitty sulkeissa olevalla numerolla (SFS-EN 1997-1).

Soveltamissäännöistä poikkeavia vaihtoehtoisia sääntöjä on mahdollista käyttää, jos vaihtoehtoisten sääntöjen on osoitettu olevan kyseeseen tulevien periaatesääntöjen mukaisia ja rakenteellisen turvallisuuden, käyttökelpoisuuden ja säilyvyyden puolesta vähintään samantasoisia kuin olisi odotettavissa Eurokoodeja käytettäessä (SFS-EN 1997-1).

4.5.5 Rajatilamenettely

Eurokoodien suunnittelujärjestelmä perustuu rajatilamenettelyyn. Eurokoodin rajatilamitoituksen periaatteet on esitetty SFS-EN 1990 luvussa kolme. Rajatilamenettelyllä tarkistetaan, ettei määrättyjä rajatiloja ylitetä missään tilanteessa. Rajatilamenettely sisältää murtorajatila- ja käyttörajatilatarkastelun. Murtorajatilat ja käyttörajatilat on tarkistettava erikseen. EN 1997-1 standardi edellyttää, että molemmat rajatilat tarkastetaan tarpeen vaatiessa (SFS-EN 1997-1).

Eurokoodi standardin SFS-EN 1990 mukaan kaikki ihmisten turvallisuuteen ja rakenteiden varmuuteen liittyvät rajatilat tulee luokitella murtorajatiloiksi. SFS-EN 1997:n käsittelee viittä erityyppistä murtorajatilaa. Tasapainotilassa EQU tarkistetaan rakenteen mahdollinen kaatuminen. Rakennemateriaalin murtuminen otetaan huomioon STR rajatilassa. Rakennuspohjan murtumista ja maan liiallista siirtymätilaa käsitellään GEO rajatilassa. Veden nosteen vaikutus tutkitaan UPL rajatilalla. HYD rajatilan avulla tarkistetaan veden virtauksen aiheuttama mahdollinen hydraulinen murtuma ja eroosio. Ratapenkereen suunnittelussa on ensisijaisesti tarkistettava GEO ja STR rajatila (SFS-EN 1997-1).

Käyttörajatilaksi luokitellaan Eurokoodin SFS-EN 1990 mukaan tilanteet, jotka liittyvät rakenteen tai rakenneosien toimintaan normaalikäytössä, ihmisten mukavuuteen ja rakennuskohteen ulkonäköön. Käyttörajatilojen tarkastelukriteerejä ovat siirtymät, värähtelyt ja rakenteen toimivuuteen liittyvät vauriot (SFS-EN 1990).

4.5.6 Geotekniset vaativuusluokat

Geotekninen suunnittelu on Eurokoodeissa jaettu kolmeen geotekniseen vaativuusluokkaan GL1, GL2 ja GL3. Geotekniseen luokkaan GL1 kuuluvat pienet ja yksinkertaiset rakenteet. Geotekniseen luokkaan GL2 kuuluvat tavanomaiset rakenne- ja perustustyypit, joihin ei liity tavanomaisesta poikkeavia riskejä. Geotekniseen luokkaan GL3 kuuluvat ne rakenteet, jotka eivät kuulu luokkiin GL1 ja GL2. Alustava geoteknisen luokan valinta voidaan tehdä ennen geoteknisiä tutkimuksia. Geotekninen luokka tarkistetaan ja tarvittaessa vaihdetaan jokaisessa suunnittelu- ja rakentamisvaiheessa. Suunnitteluvaatimukset määräytyvät geoteknisen suunnitteluluokan perusteella (SFS-EN 1997). Geotekniset luokat vastaavat RakMK:n osan A2 vaativuusluokkia B (helppo), A (vaativa) ja AA (erittäin vaativa) (RIL 2009).

4.5.7 Mitoitustilanteet

Eurokoodi 1997 edellyttää, että on tarkastettava sekä lyhytaikaisia sekä pitkäaikaisia mitoitus tilanteita. Geoteknisessä suunnittelussa käytettyihin mitoitus tilanteisiin huomioitavia tekijöitä on esitetty SFS-EN 1997-1 kappaleessa 2.2. Jokaisessa geoteknisessä mitoitus tilanteessa tulee osoittaa, ettei mitään kyseeseen tulevaa EN 1990:2002:ssa määriteltyä rajatilaa ylitetä (SFS-EN 1997-1).

4.5.8 Ominaisarvot

Ominaisarvoilla tarkoitetaan sitä kuorman tai materiaalin arvoa, joka voidaan tulkita edustavaksi arvoksi. Kuormien ominaisarvot tulee johtaa EN-1990:2002 ja EN-1991:n eri osien mukaisesti. Geoteknisten parametrien ominaisarvot tulee valita kenttä- ja laboratoriokokeista saatujen tulosten ja johdettujen arvojen perusteella täydennettynä vertailukelpoisella kokemuksella. Tarkasteltavien havaintojen ominaisarvo on arvo, joka alittuu enintään 5 % todennäköisyydellä (SFS-EN 1997-1).

4.5.9 Kuormien ja geoteknisten parametrien mitoitusarvot

Mitoitusarvot muodostuvat ominaisarvojen edustavista arvoista, joihin sisältyy tarvittava varmuus. Eurokoodin mukaan kuormien mitoitusarvot (F_d) tulee joko arvioida suoraan tai muodostaa kaavan 4.5.1 avulla.

Yhtälössä 4.5.1 tulee käyttää kansallisen liitteen taulukoissa A.1(FI), A.3(FI), A.15(FI) ja A.17(FI) määriteltyä osavarmuysluku γ_F normaalisti vallitseville ja tilapäisille tilanteille. Poikkeuksellisen suuren riskin tapauksissa tai epätavallisissa tai poikkeuksellisen vaikeissa pohja- tai kuormitusolosuhteissa voidaan kuorman osavarmuyslukuja korottaa käyttämällä $\gamma_G K_{FI}$ ja $\gamma_Q K_{FI}$, jolloin K_{FI} on 1,1 (SFS 2009).

$$F_d = \gamma_F \cdot F_{rep} \quad (4.5.1)$$

F_d on kuorman mitoitusarvo
 γ_F kuorman osavarmuysluku
 F_{rep} kuorman edustava arvo

Kuorman edustava arvo saadaan kaavalla 4.5.2.

$$F_{rep} = \psi \cdot F_k \quad (4.5.2)$$

ψ kerroin ominaisarvon muuntamiseksi edustavaksi arvoksi
 F_k kuorman ominaisarvo

Kuormakerroin K_{FI} valitaan luotettavuus-/seuraamusluokkien perusteella. Seuraamusluokat ovat määritetty EN 1990 taulukossa B1 (FI). Seuraamusluokat CC1, CC2 ja CC3 selventävät kolmea luotettavuusluokkaa RC1, RC2 ja RC3 (RIL 2009).

Kuormakerroin K_{FI} riippuu luotettavuusluokasta seuraavasti:

- luotettavuusluokassa RC1 $K_{FI} = 0,9$
- luotettavuusluokassa RC2 $K_{FI} = 1,0$
- luotettavuusluokassa RC3 $K_{FI} = 1,1$

Geoteknisten parametrien mitoitusarvot (X_d) johdetaan kaavalla 4.5.3 tai arvioidaan suoraan.

$$X_d = X_k / \gamma_M \quad (4.5.3)$$

X_d on geotekninen mitoitusarvo
 X_k materiaaliominaisuuden ominaisarvo
 γ_M maaparametrin osavarmuysluku

Yhtälössä 4.5.3 tulee käyttää Kansallisen liitteen taulukoissa A.2(FI), A.4(FI) ja A.16(FI) määritettyä osavarmuuslukua (γ_M) normaalisti vallitseville ja tilapäisille tilanteille (RIL 2009).

4.5.10 Murtorajatilat

Seuraavassa on esitetty SFS-EN 1997 mukainen menettely kestävyys osoittamiseksi STR ja GEO murtorajatiloissa.

Murtorajatilaa tai rakenneosan tai maapohjan liiallisen muodonmuutoksen arvoa tarkasteltaessa on osoitettava, että yhtälö 4.5.4 toteutuu.

$$E_d \leq R_d \quad (4.5.4)$$

E_d on kuorman vaikutusten mitoitusarvo

R_d kestävyysmitoitussarvo

Kuormien osavarmuusluvut voidaan kohdistaa joko kuormiin (F_{rep}) tai niiden vaikutuksiin (E) kaavojen 4.5.5a ja 4.5.5b osoittamalla tavalla. Kuormien ja niiden vaikutusten osavarmuusluvut on esitetty kappaleessa 4.5.12 sekä kansallisen liitteen taulukossa A.3(FI).

$$E_d = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\} \quad (4.5.5a)$$

$$E_d = \gamma_E E\{F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\} \quad (4.5.5b)$$

a_d on mittatiedon mitoitusarvo

Kestävyysmitoitustapa voidaan kohdistaa joko maan ominaisuuksiin (X) tai kestävyysmitoitukseen (R) tai molempiin, kaavojen 4.5.6a ja 4.5.6b esittämällä tavalla. Kestävyysmitoitustapa löytyvät Kansallisen liitteen taulukoista A.5(FI)...A.8(FI) ja A.12(FI)...A.14(FI). Osavarmuuslukujen valinta tehdään kyseessä olevan mitoitusarvon mukaisesti. Mitoitusarvojen käyttöä on käsitelty kappaleessa 4.5.11.

$$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\} \quad (4.5.6a)$$

$$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_k; a_d\} / \gamma_R \quad (4.5.6b)$$

γ_R on kestävyysmitoitustapa

Käytettävän menetelyn valinta yhtälöistä (4.5.5) ja (4.5.6) esittämistä eri vaihtoehdoista riippuu käytettävästä mitoitusarvosta. Kestävyysmitoitustavalle käytetään soveltuvien osien kyseessä olevia rajatiloja koskevia osavarmuuslukuja (γ_R) (SFS 2009).

4.5.11 Mitoitusarvot

Eri mitoitusarvojen avulla pyritään löytämään se kuormitusolosuhteiden tilanne, joka on määräävin ja voi rakenteen elinkaaren aikana esiintyä. Määrävimmin tilanteen mukaan mitoitetun rakenteen

oletetaan kestävän siihen kohdistuvat kuormitukset. Jokaista mahdollista mitoitusilannetta ei tarvitse tarkistaa, jos varmuudella tiedetään niiden vaikutuksien jäävän määräävintä mitoitusilannetta vähäisemmäksi.

SFS-EN 1997:n mukaan kyseeseen tulevissa tilanteissa tulee tarkastaa, ettei määrättyjä murtorajatiloja ylitetä. Tämä tarkoittaa, että on tapauskohtaisesti harkittava, mitkä rajatilat tarkastetaan. Kaikkia viittä rajatilaa ei tarvitse tarkastaa, jos niiden esiintyminen ei tule kyseeseen (SFS 2009).

Jokaisella Eurokoodi 1997:n murtorajatilalla on määrätty mitoitus tapa, joka ottaa huomioon rajatilan erityispiirteet ja mitoitus tilanteet. Seuraavassa on käsitelty kestävyys osoittamista rakenteen ja maapohjan rajatiloissa. Tätä on käsitelty Eurokoodi 7:n STR ja GEO rajatiloissa. Mitoitustavat STR ja GEO ovat pengertapaukselle tyypillisesti määrääviä mitoitus tilanteita. STR ja GEO rajatiloilla on mahdollista käyttää samoja mitoitus tapoja (SFS-EN 1997-1).

Eurokoodi standardissa EN 1997:2004 on kestävyys murtorajatiloille esitetty kolme eri mitoitus tapaa. Suomessa käytetään kansallisen liitteen mukaan mitoitus tapoja kaksi ja kolme. Mitoitus tapaa yksi ei käytetä Suomessa. Mitoitus tavoista käytetään englannin kielestä johdettuja lyhenteitä DA2 ja DA3 (SFS 2009).

Mitoitus tapaa DA2 käytetään antura- ja laattaperustusten, paaluperustusten, ankkureiden ja tukirakenteiden mitoituksessa. Luiskien ja kokonaisvakavuuden mitoituksessa käytetään mitoitus tapaa DA3 (SFS 2009).

Mitoitustavat voidaan esittää yhdistelmäyhtälöiden avulla. Mitoitus tapa kaksi on esitetty osavarmuuslukujen yhdistelmäkaavana (4.5.7). Mitoitus tapa kolme on esitetty yhdistelmäkaavana (4.5.8). Mitoitus tavoissa käytetyt kirjainyhdistelmät viittaavat kansallisen liitteen taulukoissa A.(FI) esiintyviin sarjoihin. Kaavoissa 4.5.7 ja 4.5.8 ”+” merkintä tarkoittaa ”yhdistettynä”.

Mitoitus tavan DA2 yhdistelmäyhtälö:

$$A1 \text{ ”+” } M1 \text{ ”+” } R2 \quad (4.5.7)$$

Mitoitus tavan DA3 yhdistelmäyhtälö:

$$A2 \text{ ”+” } M2 \text{ ”+” } R3 \quad (4.5.8)$$

Mitoitustavat eroavat toisistaan varmuuden kohdentamisessa. Mitoitustavassa kaksi varmuus kohdennetaan kuormiin tai kuormien vaikutuksiin ja maan kestävyys osavarmuuslukujen avulla. Mitoitustavassa kolme osavarmuusluvut kohdistetaan kuormiin ja maan lujuusparametreihin (SFS-EN 1997-1).

Suomen kansallisessa liitteessä mitoituslaskelma DA2 sisältää kaksi varmuuslukujen yhdistelmää, jotka poikkeavat toisistaan kuormitusten varmuuslukujen osalta. Mitoituslaskelmat on suoritettava molemmilla tavoilla, jotta nähdään kumpi varmuuslukujen yhdistelmä muodostuu määrääväksi. Varmuuslukujen yhdistelmät on esitetty kansallisen liitteen taulukossa A.3(FI). Varmuuslukujen yhdistelmistä ja niissä käytetyistä osavarmuusluvuista on kerrottu tarkemmin kappaleessa 4.5.12.

Mitoitustapaa DA2 käytettäessä voidaan edelleen menetellä kahdella eri tavalla. Mitoitustavoista käytetään nimitystä DA2 ja DA2*. Mitoitustavassa DA2 osavarmuusluvut kohdistetaan kuormien ominaisarvoihin mitoituslaskelman alussa ja koko laskelma tehdään mitoitusarvoilla. DA2* mitoituslaskelma suoritetaan ominaisarvoilla ja osavarmuuslukuja käytetään vasta laskelman lopussa murtorajatilaehto tarkistettaessa. Jos vaakakuormia ei ole niin DA2 ja DA2* mitoituslaskelmien välillä mitoituslaskelmaan ei synny eroja (SFS 2009).

4.5.12 Kuormien ja maaparametrien osavarmuusluvut (YM)

Ympäristöministeriön kansallisen liitteen taulukoissa A. (FI) osavarmuusluvut koskevat normaalisti vallitsevia ja tilapäisiä mitoituslaskelmatehtäviä. Poikkeuksellisen suuren riskin tapauksissa tai epätavallisissa tai poikkeuksellisen vaikeissa pohja- tai kuormitusolosuhteissa käytetään kyseeseen tulevia kuorman osavarmuuslukuja $\gamma_{G/Q}$ K_{FI} . K_{FI} kertoimet on esitetty kappaleessa 4.5.9 (SFS 2009).

Kestävyyden osavarmuuslukuja (γ_R) voidaan kyseeseen tulevan riittävän varmuuden saavuttamiseksi suurentaa mallikertoimella. Mallikertoimen arvoa ei kansallisessa liitteessä esitetä (SFS 2009).

Standardissa SFS-EN 1997-1 on lukuisia viittauksia ns. mallikertoimeen, jolle ei ole esitetty käytettävää arvoa. Kansallisessa liitteessä todetaan, että niissä kohdissa, joihin taulukko 1 ei esitä selvästi numeroarvoa, suunnittelijat voivat käyttää oman valintansa mukaista arvoa.

Kyseeeseen tulevat valinnat tulee tehdä niin, että kansallinen kokonaisvarmuus säilyy (SFS 2009).

Taulukko 2. Kuormien (γ_F) tai kuorman vaikutusten (γ_E) osavarmuusluvut (SFS 2009)

Kuorma	Merkintä	Sarja	
		A1	A2
Pysyvä:			
Epäedullinen			
(Yht.6.10a)		1,35 K _{FI}	
(Yht.6.10b)	γ _{Gkj,sup}	1,15 K _{FI}	
(Yht.6.10)			1,0 K _{FI}
Edullinen			
(Yht.6.10a)		0,9	
(Yht.6.10b)	γ _{Gkj,inf}	0,9	
(Yht.6.10)			1,0
Muuttuva:			
Epäedullinen			
(Yht.6.10b)	γ _Q	1,5 K _{FI}	
(Yht.6.10)			1,3 K _{FI}
Edullinen		0	0

Sijoittamalla yhdistelmäyhtälöihin 4.5.7 ja 4.5.8 taulukossa 2 esitetyt kuormien osavarmuusluvut saadaan yhtälöt 4.5.9 a, b ja c.

DA3 mitoituslauseen mukaan saadaan yhtälö 4.5.9a, joka vastaa SFS-EN 1997 yhtälöä 6.10.

$$1,0K_{FI}G_{kj,sup} + 1,0G_{kj,inf} + 1,3K_{FI}Q_{k,1} + 1,3K_{FI}\sum\psi_{0,i}Q_{k,i} \quad (4.5.9a)$$

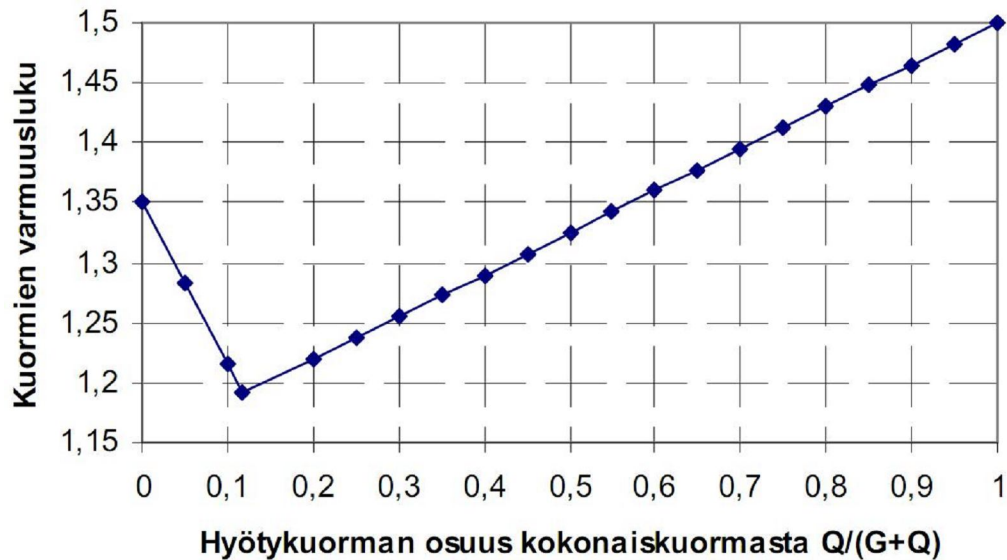
DA2 mitoituslauseen mukaan saadaan yhtälöt 4.5.9b ja 4.5.9c, jotka vastaavat SFS-EN 1997 yhtälöitä 6.10a ja 6.10b.

$$1,15K_{FI}G_{kj,sup} + 0,9G_{kj,inf} + 1,5K_{FI}Q_{k,1} + 1,5K_{FI}\sum\psi_{0,i}Q_{k,i} \quad (4.5.9b)$$

$$1,35K_{FI}G_{kj,sup} + 0,9G_{kj,inf} \quad (4.5.9c)$$

K_{FI} on luotettavuuden kuormakerroin

Kaavojen 4.5.9b ja 4.5.9c avulla muodostunut varmuus riippuu muuttuvan ja pysyvän kuorman suhteesta. Tämän suhteen vaikutusta voidaan havainnollistaa kuvan 23 avulla.



Kuva 23. Kaavojen 6.10a ja 6.10b vaikutus varmuustasoon (RIL 2009)

Murtorajatilien maaparametrien osavarmuusluvut määräytyvät käytettävän rajatilatyypin mukaan. Maaparametrien osavarmuusluvut on STR ja GEO rajatilassa esitetty kansallisen liitteen taulukossa A.4(FI) sekä taulukossa 3 (RIL 2009).

Taulukko 3. Maaparametrien osavarmuusluvut (γ_m) STR/GEO rajatilassa (SFS 2009)

Maaparametri	Merkintä	Sarja	
		M1	M2
Leikkauskestävyyskulma ^a ("Kitkakulma")	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Tehokas koheesio	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Suljettu leikkauslujuus	γ_{cu}	1,0	1,5
Yksiakselialinen puristuskoef	γ_{qu}	1,0	1,5
Tilavuuspaino	γ_{γ}	1,0	1,0

^a Tällä varmuusluvulla jaetaan $\tan \phi'$

Tukirakenteiden kestävyysosavarmuusluvut STR/GEO rajatilassa on esitetty kansallisen liitteen taulukossa A.13(FI) sekä taulukossa 4.

Taulukko 4. Kansallisen liitteen taulukossa A.13(FI) on esitetty tukirakenteiden kestävyysden osavarmuusluvut (γ_R) (SFS 2009)

Kestävyys	Merkintä	Sarja R2
Kantokestävyys	$\gamma_{R,v}$	1,55
Liukumiskestävyys	$\gamma_{R,h}$	1,1
Maan kestävyys	$\gamma_{R,c}$	1,5

4.5.13 Kuormien ja maaparametrien osavarmuusluvut (LVM-luonnos)

Liikenne- ja viestintäviraston kansallinen liitteen luonnos poikkeaa ympäristöministeriön kansallisesta liitteestä taulukoissa A.3a(FI), A.3b(FI) ja A.4(FI). Edellä mainitut LVM kansallisen liitteen taulukot on esitetty taulukoissa 5, 6 ja 7 (LVM-luonnos).

Taulukko 5. LVM kansallisen liitteen kuormien tai kuorman vaikutusten osavarmuusluvut STR ja GEO rajatiloissa

yhtälö	Pysyvät kuormat		Esi-jännitys		Määräävä muuttuva kuorma	Muut samanaikaiset muuttuvat kuormat
6.10a	1,35 / 0,90	G	1,10 / 0,90	P		
tai						
6.10b	1,15 / 0,90	G	1,10 / 0,90	P	1,35 · (tieliikennekuorma) 1,35 · (kevyen liikenteen kuorma) 1,45/1,20 · (rautatieliikennekuorma)	1,50 · $\psi_{0,i}$ · (muut muuttuvat kuormat)
	tai					
	1,15 / 0,90	G	1,10 / 0,90	P	1,50 · (muu määräävä muuttuva kuorma)	1,35 · $\psi_{0,i}$ · (tieliikennekuorma) 1,35 · $\psi_{0,i}$ · (kevyen liikenteen kuorma) 1,45/1,20 · $\psi_{0,i}$ · (rautatieliikennekuorma) + 1,50 · $\psi_{0,i}$ · (muut muuttuvat kuormat)

Mitoituskaavana taulukko viisi voidaan esittää yhtälöiden 4.5.10 ja 4.5.11 avulla.

$$E_d = K_{FI} \cdot 1,35 \cdot G_{kj,sup} + 0,9 \cdot G_{kj,inf} + K_{FI} \cdot \gamma_P \cdot P_P \quad (4.5.10)$$

$$E_d = K_{FI} \cdot 1,15 \cdot G_{kj, \text{sup}} + 0,9 \cdot G_{kj, \text{inf}} + K_{FI} \cdot \gamma_P \cdot P_P + K_{FI} \cdot \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum (K_{FI} \cdot \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (4.5.11)$$

Taulukossa kuusi on esitetty vakavuuslaskennassa STR ja GEO rajatiloissa käytettävät kuormien tai kuorman vaikutusten osavarmuusluvut.

Taulukko 6. LVM kansallisen liitteen taulukko A.3b(FI)

yhtälö	Pysyvät kuormat		Esi-jännitys		Määräävä muuttuva kuorma	Muut samanaikaiset muuttuvat kuormat
6.10	1,00	G	1,00	P	1,15 · (tieliikennekuorma) 1,15 · (kevyen liikenteen kuorma) 1,25 · (raideliikennekuorma)	1,30 · $\psi_{0,i}$ · (muut muuttuvat kuormat)
	tai					
	1,00	G	1,00	P	1,30 · (muut muuttuvat kuormat)	1,15 · $\psi_{0,i}$ · (tieliikennekuorma) 1,15 · $\psi_{0,i}$ · (kevyen liikenteen kuorma) 1,25 · $\psi_{0,i}$ · (raideliikennekuorma) + 1,30 · $\psi_{0,i}$ · (muut muuttuvat kuormat)

Taulukossa seitsemän on esitetty LVM kansallisen liitteen taulukon A.4(FI) mukaiset maaparametrien osavarmuudet.

Taulukko 7. LVM kansallisen liitteen taulukon A.4(FI) maaparametrien osavarmuudet

Maaparametri	Merkintä	Sarja	
		M1	M2
Leikkauskestävyyskulma ^a	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Tehokas koheesio	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Suljettu leikkauslujuus	γ_{cu}	1,0	1,4
Yksiaksiaalinen puristuskoe	γ_{qu}	1,0	1,4
Tilavuuspaino	γ_L	1,0	1,0

^a Tällä varmuusluvulla jaetaan $\tan \phi'$

4.5.14 Käyttörajatilat

Eurokoodin käyttörajatilamitoituksen tulee osoittaa, että maapohjan muodonmuutokset eivät ylitä käyttörajatilaa rakenteissa ja infrarakenteissa kyseessä olevalla maapohjalla tai sen läheisyydessä (RIL 2009).

Käyttörajatiloiissa varmuuden osoittamiseksi maapohjassa tai rakenteellisessa poikkileikkauksessa tulee yhtälön 4.5.12 toteutua.

$$E_d \leq C_d \quad (4.5.12)$$

C_d on rajoittava mitoitusarvo kuorman vaikutukselle

Osavarmuuslukujen arvoina käyttörajatilassa käytetään arvoa 1,0 (RIL 207).

Kokonaisvakavuuden käyttörajatilaa on käsitelty EN 1997-1 kappaleessa 11.6. SFS EN-1997 pykälän 11.6 (3) mukaan tällä hetkellä käytettävissä olevat analyttiset ja numeeriset menetelmät eivät yleensä anna luotettavaa ennustetta muodonmuutoksista luonnon luiskassa. Käyttörajatilojen esiintyminen vältetään yhdellä seuraavista menetelmistä:

- rajoittamalla mobilisoituvaa leikkauslujuutta
- tarkkailemalla liikkeitä ja määrittämällä toimenpiteet niiden pienentämiseksi tai pysäytettäväksi tarvittaessa

SFS EN-1997 periaatesäännön 2.4.(4)P mukaan: Jos tiettyyn rajatilaan liittyvää luotettavaa laskentamallia ei ole käytettävissä, tulee analyysi tehdä muissa rajatiloissa käyttäen kertoimia, jotta voidaan varmistua edellä mainitun rajatilan riittävästä epätodennäköisyydestä. Vaihtoehtoisesti mitoitus tulee tehdä ohjeellisten sääntöjen, malli- ja koekuormitusten perusteella tai seurantamenetelmällä (SFS-EN 1997-1).

RIL 207 on esitetty mahdollisuus rajoittaa mobilisoituvaa leikkauslujuutta tekemällä toinen stabiliteettitarkastelu korotetuilla osavarmuusluvuilla. Murtorajatilan mukaisen stabiliteettitarkastelun jälkeen tehdään uusi tarkastelu, jossa kuormat otetaan huomioon ominaisarvoilla ja maan osavarmuuslukuina käytetään taulukon 8 arvoja. Käytännössä tämä vastaa käyttörajatilassa vaadittua kokonaisvarmuutta OFS (Overall Factor of Safety) (RIL 2009).

Taulukko 8. Korotetut maan osavarmuusluvut (γ_M) käyttörajatilan mukaista stabiliteetin laskentaa varten eri seuraamusluokissa (RIL 207)

Maaparametri	Merkintä	Sarja M2*		
		CC1	CC2	CC3
Leikkauskestävyyskulma ^a ("Kitkakulma")	$\gamma_{\phi'}$	1,5	1,65	1,8
Tehokas koheesio	$\gamma_{c'}$	1,5	1,65	1,8
Suljettu leikkauslujuus	γ_{cu}	1,65	1,8	2,0
Yksiaksaalinen puristuskoe	γ_{qu}	1,65	1,8	2,0
Tilavuuspaino	γ_{γ}	1,0	1,0	1,0

^a Tällä varmuusluvulla jaetaan $\tan \phi$.

4.5.15 Maapohjan vahvistaminen ja lujittaminen

Maapohjan vahvistamista käsitellään SFS-EN 1997 kappaleessa 5.5. Eurokoodi ei erittele kovin yksityiskohtaisesti mitä menetelmiä maapohjan vahvistaminen pitää sisällään. RIL 207 mukaan vahvistettua eli stabiloitua maapohjaa käsitellään geoteknisessä mitoituksessa maana. RIL:n mukaan erilaisten sideaineiden sekoittamisella maahan ei aikaansaada pohjarakenteita, kuten esimerkiksi paaluja, vaan vahvistettua maata (RIL 2009).

Englannin kielinen Eurokoodien soveltamisohje Designers Guide to Eurocodes luokittelee pohjanvahvistuksen kuuluvan geotekniseen luokkaan kolme. Tämä mahdollistaa tavallisesta poikkeavien mitoitusmenetelmien käytön syvästabiloinnin suunnittelussa ja mitoituksessa (Frank et al. 2004).

5 PILARISTABILOINNIN MITOITUSLASKELMAT

5.1 Yleistä

Tässä kappaleessa on vertailevien mitoitustietojen avulla tutkittu miten Eurokoodi tulee vaikuttamaan kimmoisten pilarien nykyiseen mitoitukseen. Vertailevat mitoitustiedot on toteutettu yksinkertaisen malliesimerkin avulla, jonka geometria on Ratahallintokeskuksen ratateknisten ohjeiden mukainen. Tässä kappaleessa esitetyt laskelmat perustuvat perinteiseen pilaristabiloinnin mitoitukseen ja klassiseen maamekaniikkaan.

Pilaristabiloinnin mitoitus on suoritettu nykyisillä Tiehallinnon ohjeilla sekä Eurokoodin eri mitoitustavoilla. Periaatteellinen ero mitoituksissa on, että Tiehallinnon ohjeet perustuvat kokonaisvarmuusmenetelmään ja Eurokoodin mitoitus pohjautuu osavarmuusmenetelmään. Kun Tiehallinnon ohjeisiin sovelletaan Eurokoodin osavarmuusmenetelmää, on selvää, ettei mitoituksen lopputulos pysy samana. Mitoitustietojen tuloksia vertailemalla saadaan selville Eurokoodin eri mitoitustapojen vaikutukset mitoituksen lopputulokseen eli pilarien k/k-väliin.

5.2 Laskentamallin ominaisuudet

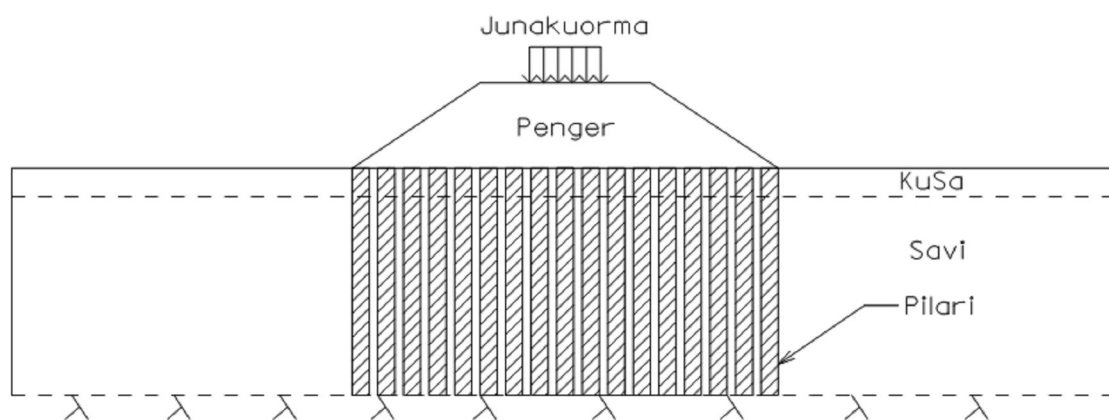
5.2.1 Geometria

Esimerkkikohteena on savikolle rakennettava nykyaikainen yksiraiteinen rautatie. Kohteen sijainti on Etelä-Suomi. Maanpinta sekä myös muut maakerrosrajat ovat vaakasuoria. Savikko on kahdeksan metriä syvä. Mallissa on metrin paksuinen kuivakuorikerros. Pohjaveden pinta sijaitsee kuivakuoren alapinnassa. Kuivakuoren alla on homogeeninen savikerros, joka ulottuu kovaan kantavaan pohjaan.

Esimerkkikohteen suunnittelussa on pyritty siihen, että pilaristabiloinnin valinta pohjanvahvistusmenetelmäksi olisi järkevää myös vastaavan tyyppisessä todellisessa kohteessa. Ratapenkereen geometria on RATO:n tyyppipoikkileikkausten mukainen. Tyyppipoikkileikkauksena on käytetty yksiraiteista suoralla rataosuudella sijaitsevaa betonipölkkyraidetta. Tyyppipoikkileikkaus on esitetty kuvassa yhdeksän. Ratapenkereen pengerleveytenä on käytetty kuutta metriä.

Kohde pohjavahvistetaan kimmoisten pilarien avulla. Pilarit sijoitetaan symmetriseen neliökuvioon. Pilarien halkaisija on 600mm. Alustava k/k-väli on 0,9 metriä, joka tarkentuu mitoituksen edetessä. Pilarit ulotetaan kovaan pohjaan.

RATO:n tyyppipoikkileikkausta on laskentamallissa yksinkertaistettu, jotta tulosten keskinäinen vertailu on mahdollisemman selkeää. Kiskoja ja tukikerrosta ei ole mallinnettu vaan on oletettu niiden tuoman kuormituslisäyksen sisältyvän penkereen korkeudesta muodostuvaan kokonaiskuormaan. Kuvassa 24 on esitetty laskelmissa käytetyn poikkileikkauksen mitat sekä nimetty kerrosmateriaalit.



Kuva 24. Tutkimuksen ratapenkereen mitoituksen lähtötilanne

5.2.2 Materiaalit

Mallin suunnittelussa on lähtökohtaisesti pyritty säilyttämään, tutkimuksen teoreettisesta luonteesta huolimatta, näppituntuma todelliseen suunnittelukohteeseen. Tämän päämäärän saavuttamiseksi laskentamallissa käytetään todellisten materiaalien parametreja ja ominaisuuksia.

Laskentamallissa käytettyjen materiaalien parametrit on valittu Teknillisen Korkeakoulun pohjalaboratorion materiaalikirjastosta Lab. Ins. Matti Lojanderin avustuksella. Pohjamaan materiaaliksi valittiin Taasian savi, Iitistä. Taasian savi on Yoldian jääjärven aikana muodostunutta normaalikonsolidoitunutta savea. Taasian saven ominaisuuksia on tutkittu paljon TKK:n pohjalaboratoriossa. Taasian savi tunnetaan myös nimellä Lojanderin savi. Taasian savi on pehmeää rannikkosavea lujempaa.

Laskelmissa Taasian saven suljetun leikkauslujuuden ominaisarvo on 24 kPa. Saven tilavuuspaino on 16 kN/m^3 ja tehokas tilavuuspaino on 6 kN/m^3 . Painumatarkasteluissa Taasian saven moduulilukuna (m_1) on käytetty 5,0 ja jännitysekspONENTTINA (β_1) käytetty -0,3. Taasian saven kokoonpuristuvuusmoduuli (M) on laskettu kuivakuoren alapinnassa, missä on otettu huomioon maanpaineen aiheuttama vaakatuki metrin syvyydellä. Saven kokoonpuristuvuusmoduuliksi (M) on yhtälön 4.4.4 avulla saatu $308,66 \text{ MN/m}^2$. Kuivakuoren mitoituslujuutena on käytetty 30 kPa. Kuivakuoren tilavuuspaino on 15 kN/m^3 . Kuivakuorta ei oleteta halkeilleeksi. Ratapenkereen materiaalin tilavuuspaino on 20 kN/m^3 ja leikkauskestävyyskulma on 32° .

Kimmoisan pilarin mitoitusleikkauslujuutena s_{pil} on käytetty 150 kPa. Tiehallinnon ohjeiden mukaan pilarin muodonmuutosmoduuli (E_{pil}) voidaan kalkkisementtipilareilla olettaa olevan 100 - 200 -kertainen pilarin leikkauslujuuteen nähden. Pilarin muodonmuutosmoduuli (E_{pil}) on määritetty käyttämällä 150 -kertaista pilarin leikkauslujuutta yhtälön 5.1.1 mukaisesti. Pilarin muodonmuutosmoduuliksi E_{pil} saadaan 22500 kPa.

$$E_{pil} = 150 \cdot s_p \quad (5.1.1)$$

E_{pil} on pilarin muodonmuutosmoduuli
 s_p pilarin suljettuleikkauslujuus

Taulukkoon yhdeksän on koottu kappaleen viisi laskelmissa vakiona säilyviä maaparametrejä.

Taulukko 9. Laskentamallin materiaaliparametrejä

	Savi	KuSa	Pilari	Penger
Suljettu leikkauslujuus	24kPa	30kPa	150kPa	
Leikkauskestävyyskulma				32°
Puristuslujuus			300kPa	
Tilavuuspaino	16 kN/m^3	15 kN/m^3	16 kN/m^3	20 kN/m^3
Tehokas tilavuuspaino	6 kN/m^3	5 kN/m^3		
Muodonmuutosmoduuli	308,7		22500	
Moduuliluku	5			
JännitysekspONENTTI	-0,3			

5.2.3 Kuormat

Kaikki laskentamallissa käytetyt kuormat vaikuttavat pystysuoraan. Laskelmien mitoittava kuormitustilanne muodostuu paikallaan seisovasta pysähtyneestä junasta. Vaakasuuntaisia junakuormia tai liikkuvan junan aiheuttamia sysäyskuormia ei ole otettu huomioon.

Kuormat jakaantuvat pysyviin ja muuttuviin kuormiin sekä edullisiin ja epäedullisiin kuormiin. Pysyvä epäedullinen kuorma on pengerkuorma, joka muodostuu penkereen korkeuden ja tilavuuspainon mukaan. Muuttuvana epäedullisena kuormana on RATO:n junakuorma. Laskelmissa ei ole muita muuttuvia kuormia. Sekä pengerkuorma että junakuorma ovat molemmat epäedullisia kuormia. Laskentamallissa ei ole edullisia kuormia.

Koska kyseessä on uusi ratapenger, junakuormana laskelmissa käytetään RATO3:n suurinta sallittua junakuormaa. Mitoituskuormakaavion tunnuksena on LM71-35, joka käsittää 350 [kN] kaluston sallituna akselipainona. Mitoituskuormakaavioin sallituksi nauhakuormaksi q_{vk} saadaan LM71-35 mukaan 120 [kN/m]. Nauhakuorma q_{vk} jakautuu pölkkyjen leveydelle. Pölkkyt ovat 2,5 metrin pituisia.

Mitoituksessa on otettu huomioon junakuorman jakautuminen ratapenkereessä RATO:n ohjeiden mukaan. Junakuorma oletetaan jakautuvan penkereessä 2:1 menetelmällä. 2:1 menetelmällä lasketut tulokset ovat lähellä Boussinesqin jännitysteorialla saatuja arvoja suoraan radan keskilinjan alapuolella, missä määräävin tilanne syntyy.

5.3 Mitoitustarkastelut

5.3.1 Yleistä

Ratapenkereen pilaristabilointi on mitoitettu Tiehallinnon Syvästabiloinnin Suunnitteluohjeen mukaisesti. Mitoitustapaukset jakautuu nykyiseen Tiehallinnon kokonaisvarmuusmenetelmään ja Eurokoodin osavarmuusmenetelmään. Mitoitus on suoritettu käsinlaskennalla ja se on esitetty excel –taulukkomuodossa. Laskentamallin geometria pysyy vakiona kaikissa mitoitusapauksissa.

5.3.2 Tarkastelutapaukset

Nykymitoitus käsittää yhden mitoitustuloksen, joka toimii Eurokoodimitoituksen vertailupohjana. Mitoitustapaukselle käytetään lyhennettä TH. Eurokoodimitoituksella on jaettu Ympäristöministeriön ja Liikenne- ja Viestintäministeriön kansallisten liitteiden mukaiseen mitoitukseen. Kansallisten liitteiden mitoitustavoille käytetään lyhenteitä YM ja LVM.

Eurokoodimitoituksessa on kolme seuraamusluokkaa, jotka selventävät kolmea luotettavuusluokkaa. Luotettavuusluokan valinta vaikuttaa DA2 menetelmän varmuuslukujen yhdistelmissä kertoimen K_{FI} kautta sekä pysyviin että muuttuviin kuormiin. Luotettavuusluokan perusteella määräytyvä K_{FI} kerroin antaa suunnittelijalle mahdollisuuden, joko suurentaa tai pienentää varmuuslukujen yhdistelmissä käytettäviä osavarmuuksia kymmenellä prosentilla molempiin suuntiin. Luotettavuusluokan valinta tehdään seuraamusluokan perusteella, jonka valinta tehdään SFS-EN 1990 Rakenteiden suunnitteluperusteet määrittämällä tavalla. Rautateiden suunnittelussa on perusteltua käyttää korotettuja osavarmuuslukuja, kuten YM-3 ja LVM-3 mitoitustapauksissa on tehty.

Mitoituslaskelmat on suoritettu kaikilla kolmella K_{FI} kertoimen arvoilla. Esimerkkinä seuraamusluokan RC3 mukainen tarkastelu, jossa K_{FI} kerroin on suuruudeltaan 1,1 merkitään numerolla kolme ja saadaan siis tapaukset YM-3 tai LVM-3. Vastaavasti luokitellaan RC2 ja RC1 mitoitukset. Tarkasteltavia perusmitoitustapauksia laskelmissa on yhteensä seitsemän TH, YM-1, YM-2, YM-3, LVM-1, LVM-2 ja LVM-3.

Eurokoodi mitoitustapauksissa YM ja LVM on otettu huomioon pilarin myötörajan ja kestävyysmerkitys. YM ja LVM mitoitukset jakautuvat edelleen luokkiin A sekä B. Luokassa A on käytetty Tiehallinnon kimmoisten pilarien mitoituksen mukaista myötörajaa, joka on 70 % pilarin puristusmurtolujuudesta. Rakenteen kestävyysmerkitys osavarmuuslukuna on tarkasteluissa A käytetty 1,0. Luokassa B on mitoitukset suoritettu käyttämällä maan kestävyysmerkitys osavarmuuslukua γ_R taulukosta A.13 (FI) sarjasta R2 ja käyttämällä 100 % pilarin puristusmurtolujuudesta.

Varsinaisten perustarkastelutapausten lisäksi on tutkittu kaksi erikoistarkastelutapausta. Ensimmäisen erikoistarkastelutapausten avulla tutkitaan pilaristabiloinnin mitoitusta vakavuuden kannalta. Kappaleessa 5.4.6 mitoitukset lähtee liikkeelle iteroimalla stabiloidun alueen suljettua leikkauslujuutta siten, että saavutetaan Eurokoodin DA3 mitoituksella 1,0 vakavuus. Toinen erikoistarkastelutapausta huomioi SFS-EN 1997-1 suosittelman maan

kestävyyden osavarmuusluvun 1,4. Mitoitustapaus C taulukkoon on liitetty tarkastelu, jossa DA2 mitoitus suoritetaan maan kestävyyden osavarmuuden 1,5 sijaan osavarmuudella 1,4.

5.3.3 Varmuuslukujen yhdistelmät

Tiehallinnon mitoitus TH perustuu kokonaisvarmuusmenetelmään, joka on yksiselitteinen ja tarkasteltavia varmuuslukujen yhdistelmiä ei käytetä. Tiehallinnon ohjeiden mukainen mitoitus käsittää yhden tarkastelun, joka on esitetty jokaisen laskentataulukon ensimmäisessä sarakkeessa vertailun helpottamiseksi.

Eurokoodin DA2 menetelmä sisältää kaksi varmuuslukujen yhdistelmää, jotka molemmat on tarkastettava erikseen. Painumien laskenta tehdään käyttörajatilassa, jossa osavarmuusluvut ovat yhtä suuria kuin 1,0. Puristusjännitystarkastelut on murtorajatilassa, jossa käytetään DA2 menetelmää. DA2 menetelmä sisältää kaksi varmuuslukujen yhdistelmää, jotka on esitetty Eurokoodin kaavojen 5.10a ja 5.10b nimisissä sarakkeissa. Kappaleessa 4.5.11 on Eurokoodin mitoitus tapoja käsitelty tarkemmin.

Vakavuuslaskelmissa käytetään Eurokoodin DA3 mitoitus tapaa, joka käsittää vain yhden varmuuslukujen yhdistelyn. Vakavuuslaskennassa käytetyt parametrit ja stabiliteettilaskentojen tulokset on esitetty 5.4.5. Vakavuuslaskelmissa käytetään kappaleessa 5.3.2 esitettyjen tarkastelutapausten lyhenteitä. LVM kansallisten liitteiden vakavuuslaskennassa käyttämät varmuuslukujen yhdistelmät on esitetty kappaleessa 4.5.13.

5.4 Tulokset

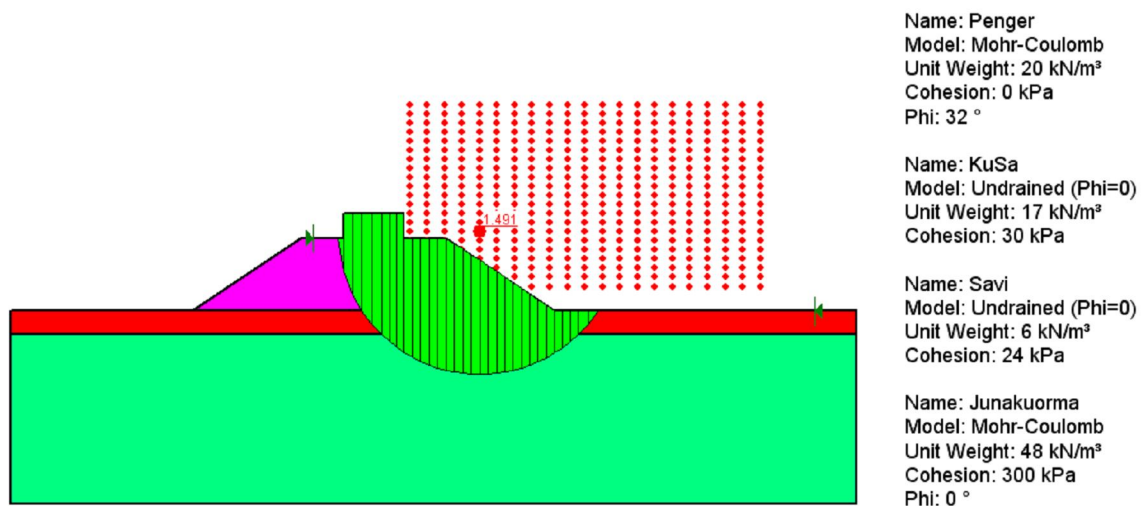
5.4.1 Luonnollinen vakavuus

Luonnollisen vakavuuden laskemisen tarkoitus on tarkastella missä määrin vakavuus on määräävä tekijä pilaristabiloinnin suunnittelussa sekä arvioida pilarien ja maan yhteistoiminnan toteutumista. Luonnollisen vakavuuslaskelmien tulos on saatu kokonaisvarmuusmenetelmällä eikä siihen tarvitse soveltaa Eurokoodin DA3 menetelmää, koska luonnollinen vakavuustarkastelu sisältyy itse syvästabiloinnin mitoitusmenetelmään eikä ole varsinainen erillinen vakavuustarkastelu.

Jotta pilaristabilointimenetelmää voidaan käyttää vakavuuden parantamiseen, on luonnollisen vakavuuden oltava riittävä. Ratageotekniikassa luonnollisen vakavuuden vaatimuksena on

1,4 kokonaisvakavuus. Luonnollisella vakavuudella tarkoitetaan kokonaisvakavuuden arvoa, ennen pohjanvahvistustoimenpiteitä, täyden junakuorman vallitessa penkereen päällä.

Luonnollisen vakavuuden valinta suoritettiin haarukoimalla eri pengerkorkeuksia. Penger korkeudeksi päädyttiin valitsemaan kolme metriä. Geo-Slope – ohjelmalla laskettuna saatiin Morgenstern-Price lamellimenetelmällä luonnollisen vakavuuden suuruudeksi 1,49. Geo-Slope laskelmissa käytettiin junakuorman mallinnuksessa materiaalia, jonka tilavuuspaino oli 48 kN/m^3 ja koheesio 300 kPa . Suurella koheesio arvilla pyritään mallintamaan ratapölkkyjen vaikutus ja välttämään tilanne, jossa liukupinta kulkee junakuorman vaikutusalueen sisäpuolella. Kuvassa 25 on esitetty luonnollisen vakavuuslaskennan tulos Slope-ohjelmalla mallinnettuna.



Kuva 25. Luonnollisen vakavuuslaskennan tulos

5.4.2 Mitoitustulokset YM1, YM2 ja YM3

Taulukoissa 10, 11 ja 12 on esitetty pilaristabiloinnin mitoituksen tulokset Ympäristöministeriön kansallisen liitteen mukaisesti. Taulukot 10, 11 ja 12 eroavat toisistaan käytetyn luotettavuusluokan ja kuormakertoimen K_{FI} perusteella. Sarake TH on mukana kaikissa mitoitustaulukoissa.

Taulukko 10. Tarkastelutapaus YM1 tulokset

Merkintä	Yhtälö	Yksikkö	TH	YM-1A	YM-1A	YM-1B	YM-1B
				(6.10a)	(6.10b)	(6.10a)	(6.10b)

k/k		m	0,922	0,983	0,870	0,958	0,848
S _{pil}	(4.4.1)	m	0,062	0,071	0,056	0,067	0,053
S _{maa}	(4.4.3)	m	0,062	0,071	0,056	0,067	0,053
K _{FI}				0,90	0,90	0,90	0,90
γ_Q				0,00	1,50	0,00	1,50
$\gamma_{Gkj,sup}$				1,35	1,15	1,35	1,15
Pilarin myötöraja			0,70	0,70	0,70	1,00	1,00
$\gamma_{R,e}$				1,00	1,00	1,50	1,50
Q _{liik}		kPa	21,82	0,00	29,45	0,00	29,45
q ₀		kPa	60	72,90	62,10	72,90	62,10
σ_h	(4.4.8)	kPa	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00
σ_{murto}	(4.4.7)	kPa	345,00	345,00	345,00	345,00	345,00
σ_{pil}	(4.4.6)	kPa	241,20	241,19	241,40	229,60	229,62
S _{myötö}	(4.4.9)	kPa	241,50	241,50	241,50	230,00	230,00

Taulukko 11. Tarkastelutapaus YM2 tulokset

Merkintä	Yhtälö	Yksikkö	TH	YM-2A	YM-2A	YM-2B	YM-2B
				(6.10a)	(6.10b)	(6.10a)	(6.10b)
k/k		m	0,922	0,930	0,824	0,907	0,804
S _{pil}	(4.4.1)	m	0,062	0,063	0,050	0,060	0,048
S _{maa}	(4.4.3)	m	0,062	0,063	0,050	0,060	0,048
K _{FI}				1,00	1,00	1,00	1,00
γ_Q				0,00	1,50	0,00	1,50
$\gamma_{Gkj,sup}$				1,35	1,15	1,35	1,15
Pilarin myötöraja			0,70	0,70	0,70	1,00	1,00
$\gamma_{R,e}$				1,00	1,00	1,50	1,50
Q _{liik}		kPa	21,82	0,00	32,73	0,00	32,73
q ₀		kPa	60	81,00	69,00	81,00	69,00
σ_h	(4.4.8)	kPa	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00
σ_{murto}	(4.4.7)	kPa	345,00	345,00	345,00	345,00	345,00
σ_{pil}	(4.4.6)	kPa	241,20	241,01	241,21	229,70	229,88

$S_{my\ddot{o}t\ddot{o}}$	(4.4.9)	kPa	241,50	241,50	241,50	230,00	230,00
---------------------------	---------	-----	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------

Taulukko 12. Tarkastelutapaus YM3 tulokset

Merkintä	Yhtälö	Yksikkö	TH	YM-3A	YM-3A	YM-3B	YM-3B
				(6.10a)	(6.10b)	(6.10a)	(6.10b)
k/k		m	0,922	0,885	0,785	0,863	0,766
S_{pil}	(4.4.1)	m	0,062	0,058	0,046	0,055	0,044
S_{maa}	(4.4.3)	m	0,062	0,058	0,046	0,055	0,044
K_{FI}				1,10	1,10	1,10	1,10
γ_Q				0,00	1,50	0,00	1,50
$\gamma_{Gkj,sup}$				1,35	1,15	1,35	1,15
Pilarin myötöraja			0,70	0,70	0,70	1,00	1,00
$\gamma_{R,e}$				1,00	1,00	1,50	1,50
q_{liik}		kPa	21,82	0,00	36,00	0,00	36,00
q_0		kPa	60	89,10	75,90	89,10	75,90
σ_h	(4.4.8)	kPa	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00
σ_{murto}	(4.4.7)	kPa	345,00	345,00	345,00	345,00	345,00
σ_{pil}	(4.4.6)	kPa	241,20	241,01	241,29	229,59	229,97
$S_{my\ddot{o}t\ddot{o}}$	(4.4.9)	kPa	241,50	241,50	241,50	230,00	230,00

5.4.3 Mitoitustulokset LVM1, LVM2 ja LVM3

Taulukoissa 13, 14 ja 15 on esitetty pilaristabiloinnin mitoituksen tulokset Liikenne- ja viestintäministeriön kansallisen liitteen luonnoksen mukaisesti. Taulukot 13, 14 ja 15 eroavat toisistaan käytetyn luotettavuusluokan ja kuormakertoimen K_{FI} perusteella.

Taulukko 13. Tarkastelutapaus LVM1 tulokset

Merkintä	Yhtälö	Yksikkö	TH	LVM-1A	LVM-1A	LVM-1B	LVM-1B
				(6.10a)	(6.10b)	(6.10a)	(6.10b)
k/k		m	0,922	0,983	0,875	0,958	0,853
S_{pil}	(4.4.1)	m	0,062	0,071	0,056	0,067	0,054

S_{maa}	(4.4.3)	m	0,062	0,071	0,056	0,067	0,054
K_{FI}				0,90	0,90	0,90	0,90
γ_Q				0,00	1,45	0,00	1,45
$\gamma_{Gkj,sup}$				1,35	1,15	1,35	1,15
Pilarin myötöraja			0,70	0,70	0,70	1,00	1,00
$\gamma_{R,e}$				1,00	1,00	1,50	1,50
q_{liik}		kPa	21,82	0,00	28,47	0,00	28,47
q_0		kPa	60	72,90	62,10	72,90	62,10
σ_h	(4.4.8)	kPa	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00
σ_{murto}	(4.4.7)	kPa	345,00	345,00	345,00	345,00	345,00
σ_{pil}	(4.4.6)	kPa	241,20	241,19	241,45	229,60	229,74
$S_{myötö}$	(4.4.9)	kPa	241,50	241,50	241,50	230,00	230,00

Taulukko 14. Tarkastelutapaus LVM2 tulokset

Merkintä	Yhtälö	Yksikkö	TH	LVM-2A	LVM-2A	LVM-2B	LVM-2B
				(6.10a)	(6.10b)	(6.10a)	(6.10b)
k/k		m	0,922	0,930	0,829	0,907	0,808
S_{pil}	(4.4.1)	m	0,062	0,063	0,051	0,060	0,048
S_{maa}	(4.4.3)	m	0,062	0,063	0,051	0,060	0,048
K_{FI}				1,00	1,00	1,00	1,00
γ_Q				0,00	1,45	0,00	1,45
$\gamma_{Gkj,sup}$				1,35	1,15	1,35	1,15
Pilarin myötöraja			0,70	0,70	0,70	1,00	1,00
$\gamma_{R,e}$				1,00	1,00	1,50	1,50
q_{liik}		kPa	21,82	0,00	31,64	0,00	31,64
q_0		kPa	60	81,00	69,00	81,00	69,00
σ_h	(4.4.8)	kPa	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00
σ_{murto}	(4.4.7)	kPa	345,00	345,00	345,00	345,00	345,00
σ_{pil}	(4.4.6)	kPa	241,20	241,01	241,43	229,70	229,60
$S_{myötö}$	(4.4.9)	kPa	241,50	241,50	241,50	230,00	230,00

Taulukko 15. Tarkastelutapaus LVM3 tulokset

Merkintä	Yhtälö	Yksikkö	TH	LVM-3A	LVM-3A	LVM-3B	LVM-3B
				(6.10a)	(6.10b)	(6.10a)	(6.10b)
k/k		m	0,922	0,885	0,789	0,863	0,770
S_{pil}	(4.4.1)	m	0,062	0,058	0,046	0,055	0,044
S_{maa}	(4.4.3)	m	0,062	0,058	0,046	0,055	0,044
K_{FI}				1,10	1,10	1,10	1,10
γ_Q				0,00	1,45	0,00	1,45
$\gamma_{Gkj, sup}$				1,35	1,15	1,35	1,15
Pilarin myötöraja			0,70	0,70	0,70	1,00	1,00
$\gamma_{R,e}$				1,00	1,00	1,50	1,50
Q_{liik}		kPa	21,82	0,00	34,80	0,00	34,80
Q_0		kPa	60	89,10	75,90	89,10	75,90
σ_h	(4.4.8)	kPa	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00
σ_{murto}	(4.4.7)	kPa	345,00	345,00	345,00	345,00	345,00
σ_{pil}	(4.4.6)	kPa	241,20	241,01	241,06	229,59	229,82
$S_{myötö}$	(4.4.9)	kPa	241,50	241,50	241,50	230,00	230,00

5.4.4 Kokonaisvakavuus

Syvästabiloinnin mitoituksessa on tarkistettava myös kokonaisvakavuus. Stabiiliteetin kokonaisvakavuuden on oltava RATO:n vaatimusten mukainen. Syvästabiloidun penkereen kokonaisvakavuuden laskennassa stabiloidun alueen sekä pohjamaan leikkauslujuuden määrittäminen tapahtuu Tiehallinnon ohjeiden mukaan. Uusilla radoilla RATO:n kokonaisvarmuus on oltava vähintään 1,8.

Eurokoodimitoituksessa on vakavuuslaskelmat suoritettu DA3 menetelmällä. Tämä sisältää yhtälön 4.5.8 sisältämät sarjat eli käytetään kansallisten liitteiden yhdistelmäyhtälöitä A2 ”+” M2 ”+” R3. Ympäristöministeriön ja Liikenne- ja viestintäministeriön kansallisissa liitteissä on eroja sarjojen A2 sekä M2 osavarmuuslukujen suuruuksissa.

Pilaristabiloidun alueen lujuuden määrittäminen on vakavuuslaskelmissa suoritettu Tiehallinnon ohjeiden mukaisesti. Alkuperäisen pohjamaan leikkauslujuus on redusoitu kappaleessa 4.4.5

esitettyllä tavalla. Vakavuuslaskelmissa ei ole kuivakuorisavikerrosta mallinnettu, vaan leikkauspinnan passiivipuolella on käytetty s_{up} mukaista arvoa. Leikkausympyrän keskipisteen sijainti on huomioitu aktiivisen leikkausalueen leveyden määrittämisessä.

Taulukoissa 16, 17 ja 18 on kappaleessa 5.4.3 esitettyjen mitoitusapauksia vastaavat vakavuuslaskelmien tulokset. Luotettavuusluokka erottaa taulukoiden 16, 17 ja 18 mitoituslaskelmat toisistaan. Vakavuudet on laskettu tarkastelutapauksille YM-1B, YM-2B, YM-3B, LVM-1B, LVM-2B ja LVM-3B. Luokkien 1A, 2A ja 3A vakavuustarkasteluja ei ole suoritettu.

Taulukko 16. Vakavuuslaskelmien TH, YM-1B ja LVM-1B tulokset

Merkintä	Yhtälö	Yksikkö	TH	LVM-1B	LVM-1B	YM-1B	YM-1B
				(6.10a)	(6.10b)	(6.10a)	(6.10b)
K_{FI}				0,90	0,90	0,90	0,90
γ_Q				1,25	1,25	1,30	1,30
$\gamma_{Gkj,sup}$				1,00	1,00	1,00	1,00
γ_{cu}				1,40	1,40	1,50	1,50
$\gamma_{\phi'}$				1,25	1,25	1,25	1,25
$q_{liik} \cdot \gamma_{cu}$		kPa	48,00	54,00	54,00	56,16	56,16
$\tan \phi' / \gamma_{\phi'}$			32,00	26,56	26,56	26,56	26,56
$\gamma_{Gkj,sup} \cdot K_{FI}$		kPa	20,00	18,00	18,00	18,00	18,00
s_{upil}		kPa	150,00	150,00	150,00	150,00	150,00
s_{umaa}		kPa	24,00	24,00	24,00	24,00	24,00
s_{upil} / s_{umaa}			6,25	6,25	6,25	6,25	6,25
μ			0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
$s_{ua} / \gamma_Q \cdot K_{FI}$	(4.4.10)	kPa	62,70	42,49	50,01	39,66	47,08
$s_{up} / \gamma_Q \cdot K_{FI}$	(4.4.11)	kPa	19,20	13,71	13,71	12,80	12,80
Vakavuus	M-P		2,29	1,65	1,81	1,51	1,71

Taulukko 17. Vakavuuslaskelmien TH, YM-2B ja LVM-2B tulokset

Merkintä	Yhtälö	Yksikkö	TH	LVM-2B	LVM-2B	YM-2B	YM-2B
				(6.10a)	(6.10b)	(6.10a)	(6.10b)
K_{FI}				1,00	1,00	1,00	1,00

γ_Q				1,25	1,25	1,30	1,30
$\gamma_{Gkj,sup}$				1,00	1,00	1,00	1,00
γ_{cu}				1,40	1,40	1,50	1,50
$\gamma_{\phi'}$				1,25	1,25	1,25	1,25
$q_{liik} \cdot \gamma_{cu}$		kPa	48,00	60,00	60,00	62,40	62,40
$\tan \phi' / \gamma_{\phi'}$			32,00	26,56	26,56	26,56	26,56
$\gamma_{Gkj,sup} \cdot K_{FI}$		kPa	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00
s_{upil}		kPa	150,00	150,00	150,00	150,00	150,00
s_{umaa}		kPa	24,00	24,00	24,00	24,00	24,00
s_{upil} / s_{umaa}			6,25	6,25	6,25	6,25	6,25
μ			0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
$s_{ua} / \gamma_Q \cdot K_{FI}$	(4.4.10)	kPa	62,70	45,82	54,17	42,76	50,93
$s_{up} / \gamma_Q \cdot K_{FI}$	(4.4.11)	kPa	19,20	13,71	13,71	12,80	12,80
Vakavuus	M-P		2,29	1,68	1,91	1,56	1,76

Taulukko 18. Vakavuuslaskelmien TH, YM-3B ja LVM-3B tulokset

Merkintä	Yhtälö	Yksikkö	TH	LVM-3B	LVM-3B	YM-3B	YM-3B
				(6.10a)	(6.10b)	(6.10a)	(6.10b)
K_{FI}				1,10	1,10	1,10	1,10
γ_Q				1,25	1,25	1,30	1,30
$\gamma_{Gkj,sup}$				1,00	1,00	1,00	1,00
γ_{cu}				1,40	1,40	1,50	1,50
$\gamma_{\phi'}$				1,25	1,25	1,25	1,25
$q_{liik} \cdot \gamma_{cu}$		kPa	48,00	66,00	66,00	68,64	68,64
$\tan \phi' / \gamma_{\phi'}$			32,00	26,56	26,56	26,56	26,56
$\gamma_{Gkj,sup} \cdot K_{FI}$		kPa	20,00	22,00	22,00	22,00	22,00
s_{upil}		kPa	150,00	150,00	150,00	150,00	150,00
s_{umaa}		kPa	24,00	24,00	24,00	24,00	24,00
s_{upil} / s_{umaa}			6,25	6,25	6,25	6,25	6,25
μ			0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
$s_{ua} / \gamma_Q \cdot K_{FI}$	(4.4.10)	kPa	62,70	49,18	58,26	45,90	54,81

$s_{up} / \gamma_Q^* K_{FI}$	(4.4.11)	kPa	19,20	13,71	13,71	12,80	12,80
Vakavuus	M-P		2,29	1,62	1,82	1,51	1,70

5.4.5 Käyttörajan tilan stabiliteetti

EN 1997-1 velvoittaa penkereille suoritettavan myös kokonaisvakavuuden käyttörajan tilamitoituksen. Monimutkainen käyttörajan tilamitoitus voidaan korvata RIL 207 mukaan toisella stabiliteettitarkastelulla, jossa käytetään korotettuja osavarmuuslukuja. Tarkastelun osavarmuuslukujen muodostama varmuus on lähellä nykyisessä kokonaisvakavuus tarkastelussa vaadittua varmuutta. Taulukossa 8 on esitetty RIL 207:n esittämät käyttörajan tilan toteutumisen estämiseen vaadittavat korotetut osavarmuusluvut. Käyttämällä RIL 207:n mukaisia korotettuja osavarmuuslukuja saadaan LVB-3B määräävämmän mitoitus tapauksen pilaritiheydellä stabiliteetin tulokseksi 1,28.

5.4.6 Pilarien mitoittaminen stabiliteettiin perustuen

Vakavuuslaskelmiin perustuvassa pilaristabiloinnin mitoituksessa on Eurokoodin DA3 mitoitusmenetelmällä tarkistettu tarvittava pilaritiheys, jotta päästään 1,0 kokonaisvakavuuteen. Mitoituksessa on iteroitu stabiloidun alueen keskimääräistä leikkauslujuutta, jonka jälkeen pilarien k/k-väli on laskettu. Tiehallinnon ohjeet pilaristabiloidun alueen vakavuuslaskennassa on otettu huomioon. Puristusjännitystarkastelun varmuuslukujen yhdistelmänä on käytetty kappaleen 5.4.3 laskelmien LVM-3B mitoitus tapauksista määräävämpää.

Vakavuuteen 1,0 päästään LVM-3B parametrejä käyttämällä stabiloidun alueen leikkauslujuudella 25,2 kPa. Tässä tilanteessa 150 kPa leikkauslujuudella olevien kimmoisten pilarien k/k-väliksi muodostuu 1,41 metriä. Puristusjännitystarkastelussa pilarien kapasiteetti ylittyy moninkertaisesti. Pilareille siirtyvän kuorman suuruudeksi saadaan 747,12 kPa, murtokapasiteetin ollessa 230 kPa. Myös painumat kasvavat selvästi. Pilarien ja maan yhteiseksi painumaksi saadaan 147 mm.

5.4.7 Maan kestävyys osavarmuusluvun vaikutus

Mitoitus tarkasteluissa C on tutkittu miten maan kestävyys osavarmuusluku vaikuttaa mitoitus tuloksiin. Alkuperäinen EN 1997-1 suosittamat tukirakenteiden kestävyys

osavarmuudet poikkeavat YM sekä LVM-luonnoksen kansallisten liitteiden osavarmuuksien arvoista. Taulukossa 19 on esitetty EN 1997-1 suosittamat maan kestävyyden osavarmuusluvut.

Taulukko 19. EN 1997-1 taulukko A.13 tukirakenteiden kestävyys

Kestävyys	Merkintä	Sarja		
		R1	R2	R3
Kantokestävyys	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	1,0
Liukumiskestävyys	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0
Maan kestävyys	$\gamma_{R,e}$	1,0	1,4	1,0

RIL 207 mukaan pilareita käsitellään lujittuneena maana. Maan kestävyyden osavarmuus vaikuttaa suoraan pilareiden mitoituskestävyyteen. Käyttämällä pilareille pienempää osavarmuuslukua voidaan pilareiden kannettavaksi sallia enemmän kuormaa. Taulukoissa 20, 21 ja 22 on esitetty kansallisten liitteiden mitoitusapaukset, joissa on käytetty maan kestävyyden osavarmuutena 1,4. Taulukot 20, 21 ja 22 eroavat toisistaan käytetyn luotettavuusluokan mukaan.

Taulukko 20. Maan kestävyyden osavarmuusluvun 1,4 vaikutus luokassa RC1

Merkintä	Yhtälö	Yksikkö	TH	LVM-1C	LVM-1C	YM-1C	YM-1C
				(6.10a)	(6.10b)	(6.10a)	(6.10b)
k/k		m	0,922	0,994	0,884	0,994	0,879
S _{pil}	(4.4.1)	m	0,062	0,072	0,058	0,072	0,057
S _{maa}	(4.4.3)	m	0,062	0,072	0,058	0,072	0,057
K _{FI}				0,90	0,90	0,90	0,90
γ_Q				0,00	1,45	0,00	1,50
$\gamma_{Gk,sup}$				1,35	1,15	1,35	1,15
Pilarin myötöraja			0,70	1,00	1,00	1,00	1,00
$\gamma_{R,e}$				1,40	1,40	1,40	1,40
q _{liik}		kPa	21,82	0,00	28,47	0,00	29,45
q ₀		kPa	60	72,90	62,10	72,90	62,10
σ_h	(4.4.8)	kPa	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00

σ_{murto}	(4.4.7)	kPa	345,00	345,00	345,00	345,00	345,00
σ_{pil}	(4.4.6)	kPa	241,20	246,36	246,32	246,36	246,29
$s_{\text{myötö}}$	(4.4.9)	kPa	241,50	246,43	246,43	246,43	246,43

Taulukko 20. Maan kestävyiden osavarmuusluvun 1,4 vaikutus luokassa RC2

Merkintä	Yhtälö	Yksikkö	TH	LVM-2C	LVM-2C	YM-2C	YM-2C
				(6.10a)	(6.10b)	(6.10a)	(6.10b)
k/k		m	0,922	0,940	0,837	0,940	0,833
s_{pil}	(4.4.1)	m	0,062	0,065	0,052	0,065	0,051
s_{maa}	(4.4.3)	m	0,062	0,065	0,052	0,065	0,051
K_{FI}				1,00	1,00	1,00	1,00
γ_Q				0,00	1,45	0,00	1,50
$\gamma_{\text{Gkj, sup}}$				1,35	1,15	1,35	1,15
Pilarin myötöraja			0,70	1,00	1,00	1,00	1,00
$\gamma_{R,e}$				1,40	1,40	1,40	1,40
q_{liik}		kPa	21,82	0,00	31,64	0,00	32,73
q_0		kPa	60	81,00	69,00	81,00	69,00
σ_h	(4.4.8)	kPa	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00
σ_{murto}	(4.4.7)	kPa	345,00	345,00	345,00	345,00	345,00
σ_{pil}	(4.4.6)	kPa	241,20	246,01	246,00	246,01	246,39
$s_{\text{myötö}}$	(4.4.9)	kPa	241,50	246,43	246,43	246,43	246,43

Taulukko 20. Maan kestävyiden osavarmuusluvun 1,4 vaikutus luokassa RC3

Merkintä	Yhtälö	Yksikkö	TH	LVM-3C	LVM-3C	YM-3C	YM-3C
				(6.10a)	(6.10b)	(6.10a)	(6.10b)
k/k		m	0,922	0,895	0,797	0,895	0,793
s_{pil}	(4.4.1)	m	0,062	0,059	0,047	0,059	0,047
s_{maa}	(4.4.3)	m	0,062	0,059	0,047	0,059	0,047
K_{FI}				1,10	1,10	1,10	1,10
γ_Q				0,00	1,45	0,00	1,50
$\gamma_{\text{Gkj, sup}}$				1,35	1,15	1,35	1,15

Pilarin myötöraja			0,70	1,00	1,00	1,00	1,00
$\gamma_{R,e}$				1,40	1,40	1,40	1,40
Q_{liik}		kPa	21,82	0,00	34,80	0,00	36,00
Q_0		kPa	60	89,10	75,90	89,10	75,90
σ_h	(4.4.8)	kPa	45,00	45,00	45,00	45,00	45,00
σ_{murto}	(4.4.7)	kPa	345,00	345,00	345,00	345,00	345,00
σ_{pil}	(4.4.6)	kPa	241,20	246,28	245,88	246,28	246,13
$S_{myötö}$	(4.4.9)	kPa	241,50	246,43	246,43	246,43	246,43

5.5 Pilaristabiloinnin mitoituslaskelmien yhteenveto

Kappaleen viisi pilaristabiloinnin mitoituslaskelmissa on huomioitu Ympäristöministeriön sekä Liikenne- ja viestintäministeriön kansallisen liitteet. Kansallisten liitteiden mukaisista mitoitusapauksista on käytetty vastaavia lyhenteitä YM ja LVM. Pilaristabiloinnin mitoitus suoritettiin sekä YM että LVM tyyppipoikkileikkauksille jokaisella luotettavuusluokilla RC1, RC2 ja RC3. Jokaisen mitoitusapauksen alussa tehty valinta luotettavuusluokasta on säilytetty samana mitoituksen loppuun asti käsittäen myös vakavuuslaskelmat.

Kappaleissa 5.4.2, 5.4.3 ja 5.4.4 suoritettujen laskelmien tuloksista nähdään, että murtorajatilassa suoritettut pilarin puristusjännitystarkastelut muodostuivat mitoittavaksi tekijäksi kaikissa mitoitusapauksissa. Kokonaisvakavuus eikä käyttörajatilan muodonmuutokset muodostuneet määrääväksi missään tutkitussa tarkastelutilanteessa. Eurokoodin puristusjännitystarkasteluissa käytettiin DA2 mitoitusapaa. DA2 mitoitusapa sisältää kaksi varmuuslukujen yhdistelmää, joista EN 1997-1 yhtälöllä 6.10b:n avulla muodostetut varmuuslukujen yhdistelmät johtivat tiheimpään pilariväliin.

Tiehallinnon syvästabiloinnin suunnitteluohjeen mukaista kimmoisten pilarien mitoitusta on käytetty vertailupohjana kaikille Eurokoodi mitoitusapauksille. Tiehallinnon nykyisten ohjeiden avulla suoritettu kimmoisten pilarien mitoitusprosessi antaa mallipenkereen pohjanvahvistuksessa käytettyjen pilarien k/k-väliksi 0,922 metriä.

Eurokoodimitoituksen määräävin mitoitusapaus on YM-3B, jossa käytettiin luotettavuusluokkaa RC3. YM-3B tarkastelutapauksen mitoitus tuloksena saatiin k/k-väliksi 0,766 metriä. Liikenne- ja viestintäministeriön kansallisen liitteen luonnoksen mitoitusapa

LVM-3B antaa pilarien k/k-väliksi 0,770 metriä. Luotettavuusluokan RC2 mitoitustapauksilla YM-2B saatiin k/k-väliksi 0,804 metriä. LVM-2B antaa k/k-väliksi 0,808 metriä. Luotettavuusluokalla RC1 suoritettujen tulokset olivat lähimpänä Tiehallinnon mitoitustulosta. YM-1B tulos oli 0,848 metriä. LVM-1B tulos oli 0,853 metriä.

Kappaleessa 5.4.6 tutkittiin erityismitoitustapausta, jossa pilaristabilointi mitoitettiin lähtien liikkeelle vakavuuden asettamista vaatimuksista. Puristusjännitystarkastelun ohittaminen mitoituksessa johti pilarivälin kasvamiseen 1,41 metriin. Pilarien puristusjännitykset ylittivät moninkertaisesti sallitun maan kestävyys- ja TH mitoituksella saadun 0,92 metrin k/k-välin. Stabiliteettiin perustuvaa mitoitusta ei voida pitää tutkimustulosten perusteella toimivana vaihtoehtona.

Kappaleessa 5.4.7 tutkittiin maan kestävyys- ja $\gamma_{R,e}$ vaikutusta mitoituksen tulokseen. Laskelmat suoritettiin YM ja LVM mitoitustapauksille luotettavuusluokilla RC1, RC2 ja RC3 käyttämällä alkuperäisen SFS-EN 1997-1 suosittelemaa maan kestävyys- ja osavarmuuslukuja 1,4. Molempiin kansallisiin liitteisiin on valittu käytettävän maan kestävyys- ja osavarmuutena arvoa 1,5. Maan kestävyys- ja osavarmuusluku vaikuttaa suoraan puristusjännitystarkasteluissa pilarille sallittavan kuorman suuruuteen. YM-3C mitoituksella saatiin pilarien k/k-väliksi 0,793 metriä. LVM-3C mitoituksella saatiin 0,797 metriä. Verrattaessa YM-3C ja LVM-3C mitoitustuloksia YM-3B ja LVM-3B mitoitustuloksiin saadaan pari senttimetriä suurempia k/k-välejä. Mitoitustapauksilla YM-2C ja LVM-2C mitoitustapauksilla päästään hieman suurempaan k/k-väliin. Kuormakertoimella $K_{FI} = 1,0$, saadaan LVM-2C mitoitustuloksiksi noin 0,84 metriä.

Erottua mitoituksen tuloksissa saattavat tuntua pieniltä, mutta pilarivälin merkitys pilarien kokonaismäärään on merkittävä. Tuloksia tarkasteltaessa, on otettava huomioon, että pilarien k/k-väli vaikuttaa pilarikaavioon sekä pituus että leveys suunnassa. Esimerkkitapauksessa, jossa pilarien k/k-välin tiheys on 0,9 metristä 0,75 metriin merkitsee 44 prosentin kasvua pilarien lukumäärässä.

Eurokoodin vaikutus pilaroinnin tiheyden kasvamiseen johtuu suuremmasta kokonaisvarmuustasosta. Itse asiassa nykyinen Tiehallinnon syvästabiloinnin suunnitteluohjeeseen perustuva mitoitustapa ei sisällytä pilareiden puristusjännitystarkasteluun varsinaista varmuutta lainkaan. Menetelmän ainoa ”varmuusluku” sisältyy pilarin myötörajan määrittämiseen, jossa oletetaan pilarin myötörajan olevan 70 % pilarin murtolujuudesta. Eurokoodimitoituksessa myötöraja käsitettä ei käytetä vaan varmuus on sisällytetty maan kestävyys- ja osavarmuuslukuun. DA2 menetelmässä

maan kestävyys osavarmuusluvun γ_R arvo kansallisiin liitteisiin valittu 1,5. Käänteislukuna tästä saadaan 0,67, joka on hyvin lähellä nykyistä 70% myötörajaa.

Eurokoodin vaikutus pilaristabiloinnin mitoittamiseen voidaan kiteyttää seuraavalla tavalla. Eurokoodin tuoma kokonaisvarmuustason kasvaminen muodostuu mitoittavassa puristusjännitystarkastelussa käytetyistä osavarmuusluvuista. Puristusjännitystarkastelu suoritetaan murtorajatilassa, jolloin Eurokoodimitoituksessa käytetään DA2 mitoittustapaa. DA2 mitoittavassa sovelletaan Eurokoodin 6.10a sekä 6.10b yhdistelmäkaavoja, jotka vaikuttavat epäedullisen pysyvään penkerkuormaan sekä epäedulliseen muuttuvaan junakuormaan. Tällöin mitoituskuormat luonnollisesti kasvavat nykyisestä Tiehallinnon mitoitusmenetelmästä, joka johtaa pilarien tihentyneeseen k/k-väliin.

6 JÄNNITYSTEN JAKAUTUMINEN PILARISTABILOIDUSSA MAASSA

6.1 Yleistä

Tässä kappaleessa on tutkittu elementtimenetelmän avulla jännitysten jakautumista pilaristabiloidussa maassa. Elementtimenetelmän avulla voidaan jännitystarkastelut suorittaa perinteisiä klassiseen maamekaniikkaan pohjautuvia laskelmia yksityiskohtaisemmin. Elementtimenetelmällä voidaan mm. ottaa huomioon huokosvedenpaineen sekä rakentamisvaiheiden vaikutus jännityksiin ja muodonmuutoksiin. Elementtimenetelmään perustuvat laskelmat on mallinnettu Plaxis v.8.6 –ohjelmistolla.

Elementtimenetelmällä tehtyjen laskelmien tarkoituksena on saada käsitys pilarien k/k-välin tihtymisen vaikutuksesta pilaristabiloidun maan jännitystilaan sekä painumiin. Erityisesti on kiinnitetty huomiota pilarin puristusjännityksiin sekä puristusjännitysten maksimiarvojen muodostumissyvyyteen. Elementtimenetelmällä on mitoitustapaukset mallinnettu kaksiulotteisen tasomallin sekä pyörähdysymmetrisen mallin avulla.

6.2 Elementtimenetelmään pohjautuvat tarkastelut

6.2.1 Tarkastelutapaukset

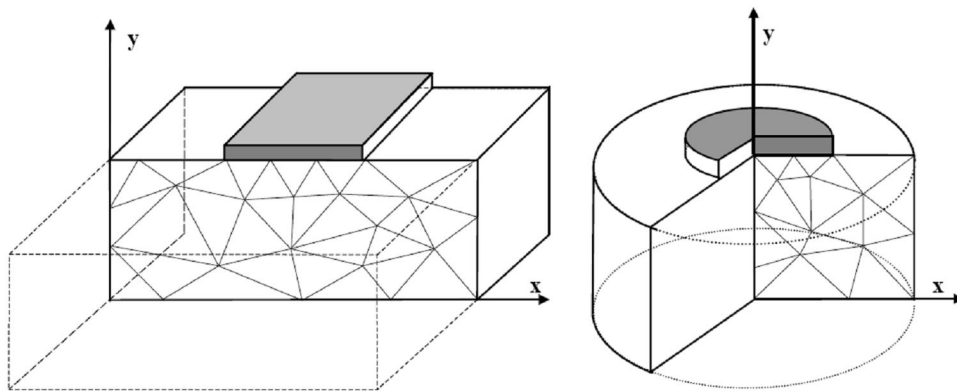
Elementtimenetelmällä on tehty laskelmia kahdelle tarkastelutapaukselle, jotka pohjautuvat kappaleen viisi pilaristabiloinnin mitoitustuloksiin. Valitut tarkastelutapaukset ovat TH sekä YM-3B, joissa pilarien k/k-välit ovat kappaleen viisi pilaristabiloinnin mitoitustulosten kaksi ääripäätä.

Tarkastelutapaus TH perustuu Tiehallinnon Syvästabiloinnin suunnitteluohjeen mitoitustapaan. TH tarkastelutapauksen mitoitustuloksena saatiin pilarien k/k-väliksi 0,922 metriä. Plaxis – ohjelmalla tehdyissä tarkasteluissa on pilarien k/k-väliksi valittu 0,9 metriä. Tarkastelutapaus YM-3B on Eurokoodin osavarmuusmenetelmällä saatu määräävin pilaristabiloinnin mitoitustulos. YM-3B tarkastelutapauksen k/k-väliksi saatiin 0,766 metriä. YM-3B tarkastelutapauksen Plaxis- mallissa on käytetty 0,75 metrin pilariväliä.

6.2.2 Elementtimenetelmän geometriamallit

Elementtimenetelmään perustuvalla Plaxis-ohjelmalla on suoritettu tarkasteluja taso- ja pyörähdysymmetristen geometriamallien avulla. Molemmissa tarkasteluissa mallien geometriat ovat yksinkertaistuksia todellisesta kolmiulotteisesta tilanteesta. Jotta taso- ja pyörähdysymmetriamalleilla suoritettut laskelmat vastaisivat todellisuutta mahdollisemman hyvin, on niiden poikkileikkauksien geometria sekä laskelmissa käytetyt kuormitukset valittu ottamalla huomioon mallien erityispiirteet.

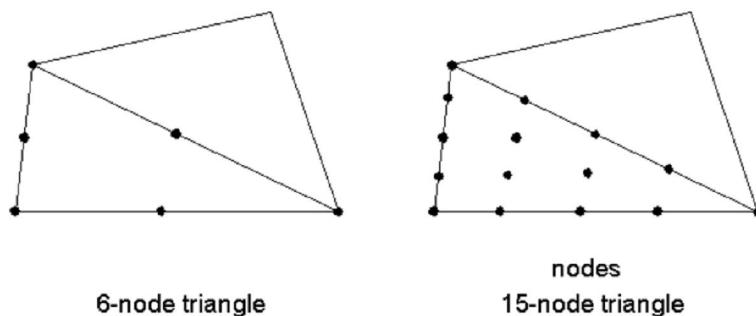
Pyörähdysymmetriamallin avulla on tutkittu yksittäisen pilarin käyttäytymistä, kun tasotapauksella on mallinnettu ratapenkereen poikkileikkaus kokonaisuudessaan. Kuvassa 26 on havainnollistava piirros geometriamallien lähtökohtaisista eroista. Taso- ja pyörähdysymmetriamalleja on käsitelty tarkemmin kappaleissa 6.2.5 ja 6.2.6.



Kuva 26. Taso- ja pyörähdysymmetriset mallit (Brinkgreve & Broere 2006)

Elementtimenetelmässä geometriamalli jaetaan erikokoisiin ja muotoisiin elementteihin. Plaxis-ohjelma muodostaa elementtiverkon automaattisesti. Elementtiverkon karkeus voidaan valita mallinnettavaksi viidellä eri tasolla (Brinkgreve & Broere 2006).

Plaxis-ohjelmalla laskenta voidaan suorittaa 6- tai 15-solmuisten kolmioelementtien avulla. Kolmioelementit ovat kiinnitettyjä viereisiin elementteihin solmupisteiden välityksellä, jotka muodostavat rajapinnan elementtien välille. Solmupisteitä voi sijaita myös elementtien reunojen sisäpuolella. Tällaiset elementit ovat korkeamman asteen elementtejä. Elementtien välisten solmupisteiden muodonmuutokset ja jännitykset ovat yhtä suuria. Kuvassa 27 on esitetty 6- ja 15-solmuisten elementtien solmupisteet (Brinkgreve & Broere 2006).



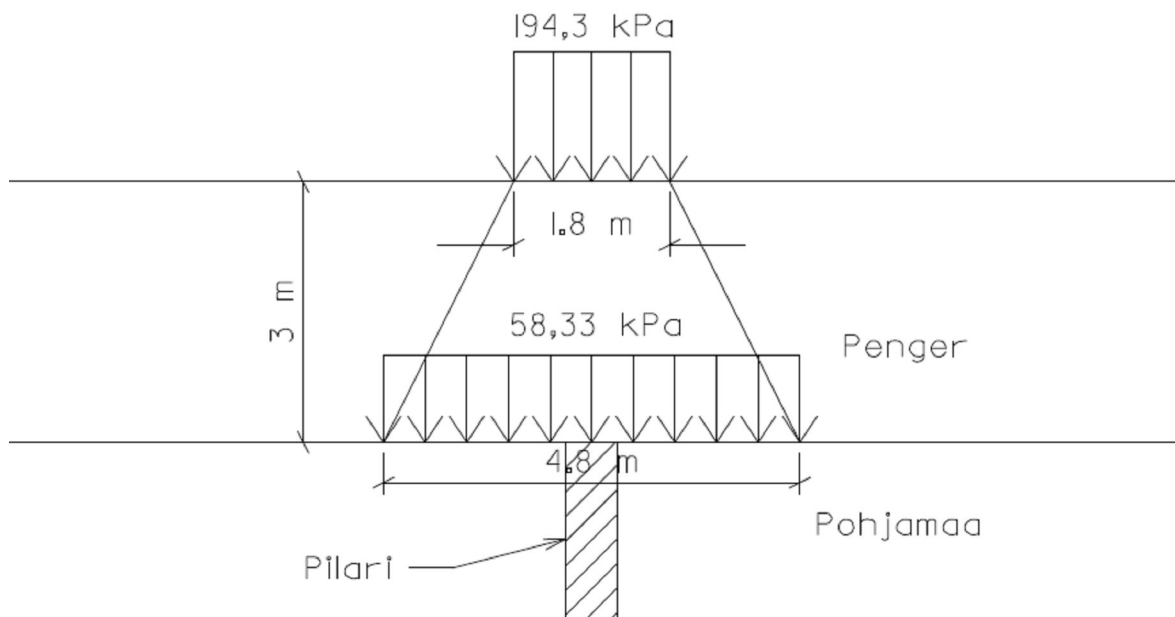
Kuva 27. 6- ja 15 –solmuisten elementtien solmupisteet (Brinkgreve & Broere 2006)

6.2.3 Kuormat

Kaikissa tarkastelutapauksissa on käytetty kuormien ominaisarvoja. Muuttuvan epäedullisen kuorman muodostaa RATO:n suurin sallittu akselikuorma. Pysyvänä epäedullisena kuormana on pengerkuorma.

Taso- ja pyörähdysymmetriamalleissa epäedulliset muuttuvat kuormat on huomioitu eritavoilla. Tasomallissa käytetään LM-71 kuormakaavion muodostamaa tasaista 120 kN/m nauhakuormaa. Poikkileikkauksessa nauhakuorma jakautuu pölkkyjen leveydelle muodostaen 48 kPa poikkileikkauskuorman. Pyörähdysymmetriamallissa on tarkasteltu yksittäistä pilaria, joka sijaitsee radan keskilinjalla. Yksittäiselle pilarille on käytetty tasaanjakautunutta nauhakuormaa suurempaa arvoa, joka muodostuu kuormakaavion paikallisesta maksimiarvosta. On oletettu, että maksimiarvo muodostuu junan akselien muodostaman telin alapuolelle.

Pyörähdysymmetriatarkasteluissa käytetyn tasaisen kuorman oletetaan muodostuvan seuraavalla tavalla. Junan yhden akselin sallittu akselipaino on 350 kN, kuten kappaleen viisi laskelmissa. Yksi teli käsittää kaksi akselia, jotka sijaitsevat 1,8 metrin etäisyydellä toisistaan. Olettamalla telin akselien muodostavan 1,8 metrin matkalle 194,44 kN/m tasaisen kuorman sekä olettamalla tämän kuorman jakautuvan 2:1 menetelmän mukaisesti 3 metriä paksussa penkereessä saadaan penkereen alle muodostuneeksi nauhakuormaksi 145,83 kN/m. Tämä nauhakuorma jakautuu vielä leveyssuunnassa pölkkyjen leveydelle 2,5 m, jolloin telin keskellä sijaitsevan pilarin paikalliseksi maksimikuormaksi muodostuu noin 58,33 kPa. Kuvassa 28 on esitetty pyörähdysymmetriatarkasteluissa käytetyn kuorman muodostumisperiaate.



Kuva 28. Telikuorman vaikutus pyörähdysymmetriamallissa

6.2.4 Rajatilat

Jännitysten jakautumista pilaristabiloidussa maassa on tarkasteltu murtorajatilassa. Murtorajatilassa pilarit sekä savi on mallinnettu suljettuina, koska kyseessä on lyhyen aikavälin tarkastelutilanne. Plaxis-ohjelmalla suljettutila voidaan valita materiaalikohtaisesti materiaalivalikon yleisistä asetuksista käyttämällä materiaalityypille (undrained) asetusta. Suljetussa tilassa huokosveden ylipaineen mallintaminen otetaan huomioon. Ylipaineen kehittymiseen vaikuttaa materiaalin vedenläpäisevyys. Lyhyen aikavälin tarkasteluissa määrävimmän tilanteen aiheuttaa paikalleen pysähtynyt juna. Kappaleen viisi pilaristabiloinnin mitoituslaskelmissa murtorajatilassa tehdyt pilarien puristusjännitystarkastelut muodostuivat mitoittavaksi.

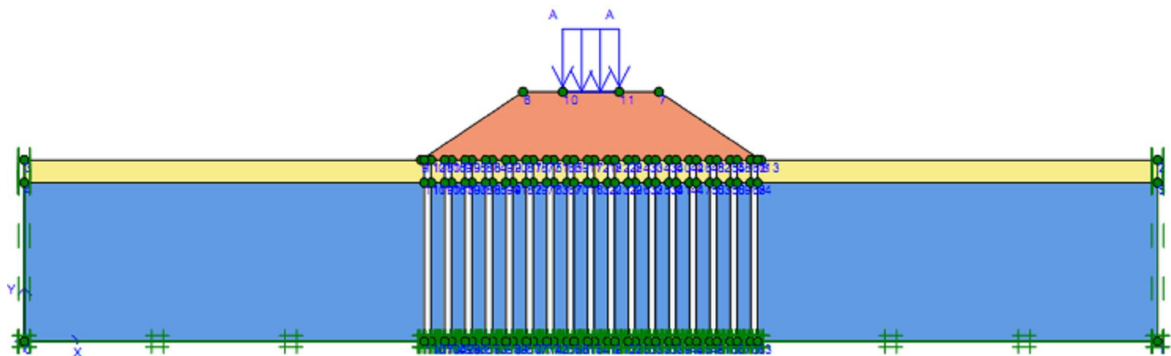
Penkereen aiheuttamia muodonmuutoksia on tutkittu käyttörajatilassa. Erityisesti on kiinnitetty huomiota vertikaalisiin muodonmuutoksiin eli painumiin. Käyttörajatilassa tapahtuva penkereen kokonaispainuma on pitkän aikavälin tarkastelu. Käyttörajatilatarkasteluissa kaikki materiaalit on mallinnettu avoimessa tilassa, koska on oletettu, että huokosvedenpaine pääsee purkautumaan pitkällä aikavälillä pilarien toimiessa pystyjojen tavoin. Käyttörajatilassa suoritetuissa tarkasteluissa junakuorman vaikutusta ei ole mallissa otettu huomioon. Valitsemalla Plaxis-ohjelman materiaalivalikon yleisistä

asetuksista materiaalityypille (drained) asetus, huokosveden ylipainetta ei anneta kehittyä lainkaan.

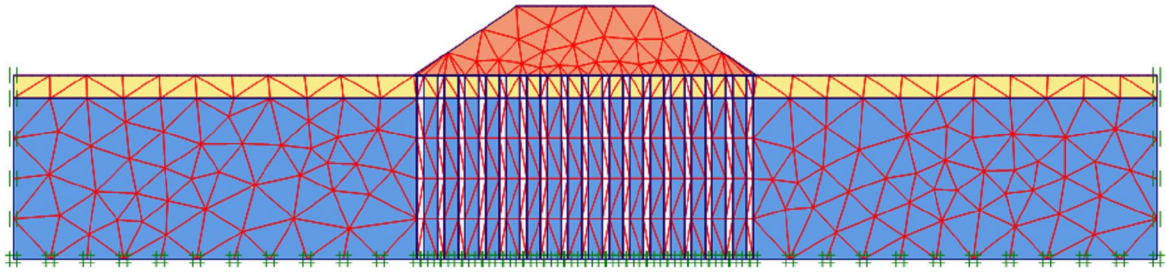
6.2.5 Tasomallin erityispiirteet

Tasomalli on kolmiulotteinen malli, joka muodostuu yhden metrin syvyydestä kaksiulotteisesta tasopoikkileikkauksesta. Tasomallin geometriana on kappaleen viisi pilaristabiloinnin mitoitusskemat käytetty poikkileikkaus. Malli on kokonaisuudessaan 50 metriä leveä. Penkereen alle on mallinnettu metrin paksuinen kuivakuorikerros, jonka alla 7 metriä paksu homogeeninen savikerros. Pilarit oletetaan homogeeniseksi koko pituudeltaan. Pohjavesi sijaitsee kuivakuorikerroksen alapinnassa.

Yksittäisten pilareiden mallintaminen tasomalliin on tehty lamellien avulla. Lamellien leveytenä on käytetty pilarin pinta-alaa, joka on jaettu yhdellä metrillä. Pilarin halkaisija on laskelmissa 600 mm. Jakamalla pinta-ala yhdellä metrillä saadaan lamellin leveydeksi 0,289m. Syvyyssuunnassa tapahtuvan k/k-välin muutoksien vaikutuksia lamellin leveyteen ei ole mallin geometriassa otettu huomioon. Molempien tarkastelutapausten TH sekä YM-3B tasomalleissa on käytetty lamellien leveydenä 0,3 metriä. TH tarkastelutapausten tasomallin geometria on esitetty kuvassa 29. Kuvassa 30 on esitetty TH tarkastelutapausten elementtiverkko.



Kuva 29. TH tarkastelutapausten laskentamalli



Kuva 30. TH tarkastelutapauksen elementtiverkko

6.2.6 Pyörähdysymmetriamallin erityispiirteet

Pyörähdysymmetrinen malli simuloi kolmiulotteista maaliäriötä, joka syntyy kaksiulotteisen tasokappaleen pyörähtäessä vasemman akselinsa ympäri. Pyörähdysymmetriamallin avulla on tutkittu penkereen keskellä sijaitsevan pilarin puristusjännityksiä ja painumia. Tarkasteltavissa tapauksissa TH sekä YM pyörähdysymmetriamallin ajatellaan rajautuvan yksittäisen pilarin k/k-välin muodostaman pinta-alan suuruiseen vaikutusalueeseen. Pilarikaavioiden ollessa suhteellisen tiheitä molemmissa tarkastelutapauksissa, muodostuu geometriamalleista kapeita.

Pyörähdysymmetrisen mallin mitat riippuvat tarkastelutapauksen pilarikaavion pilareiden k/k-välistä. Pilarikaavion pilarien k/k-välin rajaaman neliön pinta-ala on yhtä suuri kuin pyörähdysymmetrisen mallin poikkipinta-ala. TH tarkastelutapauksen säteeksi muodostuu 0,510 metriä. YM tarkastelutapauksen säteenä on käytetty 0,432 metriä.

6.2.7 Materiaalimallit ja parametrit

Plaxis-ohjelmalla tehdyissä tarkasteluissa on käytetty Mohr-Coulomb sekä Soft Soil materiaalimalleja. Mohr-Coulomb materiaalimallia on käytetty penkereelle, kuivakuorelle ja pilareille. Mohr-Coulomb materiaalimalli on ideaalisesti kimmoplastinen maamalli. Mohr-Coulomb malliin tarvitaan lähtötiedoiksi materiaalin kimmomoduuli E , Poissonin luku ν , kitkakulma ϕ , koheesio c sekä dilataatiokulma ψ .

Savi on mallinnettu käyttämällä Soft-Soil-mallia. Soft-Soil malli soveltuu Mohr-Coulomb mallia paremmin pehmeiden maalajien mallintamiseen. Soft-Soil malli ei ota huomioon sekundaaripainumaa eli raerungon hiipumista. Malli tarvitsee lähtötiedoiksi lujuusparametrit kitkakulman ϕ , koheesio c sekä dilataatiokulman ψ . Jäykkyysparametrejä ovat modifioitu ylikonsolidoituneen osan parametri κ^* , modifioitu normaalisti konsolidoituneen osan

parametri λ^* . Jäykkyysparametrit voidaan määrittää kaavojen 6.2.1 ja 6.2.2 avulla (Brinkgreve & Broere 2006).

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{1+e} \quad (6.2.1)$$

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e} \quad (6.2.2)$$

e on huokosluku

κ MCC – mallin ylikonsolidoituneen osan parametri

λ MCC – mallin normaalisti konsolidoituneen osan parametri

Taulukoissa 21 sekä 22 on esitetty elementtimenetelmälaskelmissa käytetyt materiaaliparametrit.

Taulukko 21. Mohr-Coulomb mallissa käytetyt materiaaliparametrit

Materiaali	Yksikkö	KuSa	Penger	Pilari
γ_{unsat}	[kN/m ³]	17	20	16
γ_{sat}	[kN/m ³]	17	20	16
k_x	[m/day]	0	1	0,0045
k_y	[m/day]	0	1	0,00225
ν	[-]	0,150066	0,35	0,300015
E_{ref}	[kN/m ²]	6499,653	50000	22497,54
C_{ref}	[kN/m ²]	1	0,3	71
ϕ	[°]	30	34	21
ψ	[°]	0	0	0
E_{incr}	[kN/m ³]	0	0	0
C_{incr}	[kN/m ³]	0	0	0
y_{ref}	[m]	0	0	0
T-Strength	[kN/m ²]	0	0	0
R_{inter}	[-]	1	1	1

Taulukko 22. Soft-Soil mallissa käytetyt materialiparametrit

Name	Yksikkö	Savi
γ_{unsat}	[kN/m ³]	16

γ_{sat}	[kN/m ³]	16
k_x	[m/day]	0,00003
k_y	[m/day]	0,000015
λ^*	[-]	0,143
κ^*	[-]	0,033
v_{ur}	[-]	0,15
K_0^{nc}	[-]	0,707628
m	[-]	1,00511
C_{ref}	[kN/m ²]	10
φ	[°]	17
ψ	[°]	0
R_{inter}	[-]	1

6.3 Elementtimenetelmälaskelmien tulokset

6.3.1 Yleistä

Jännitys- ja painumatarkasteluita on tehty sekä taso- että pyörähdysymmetriamalleilla kahdelle eri tarkastelutapaukselle. Tarkastelutapaukset eroavat toisistaan geometriamallissa käytetyn pilarien k/k-välin suuruuden puolesta. Tarkastelutapauksen TH geometriamallissa käytetty pilaritiheys perustuu Tiehallinnon ohjeiden mukaiseen pilaristabiloinnin mitoitukseen. Tarkastelutapauksen YM geometriamallissa käytetty pilaritiheys on Eurokoodin mukaisen määräävimman pilaristabiloinnin mitoitustuloksen mukainen. Kaikki tarkastelut on suoritettu ominaisarvoilla. Tarkastelutapausten geometriasta, elementtimenetelmästä ja käytetyistä materiaalimalleja on käsitelty tarkemmin edeltävissä kappaleissa 6.1 ja 6.2.

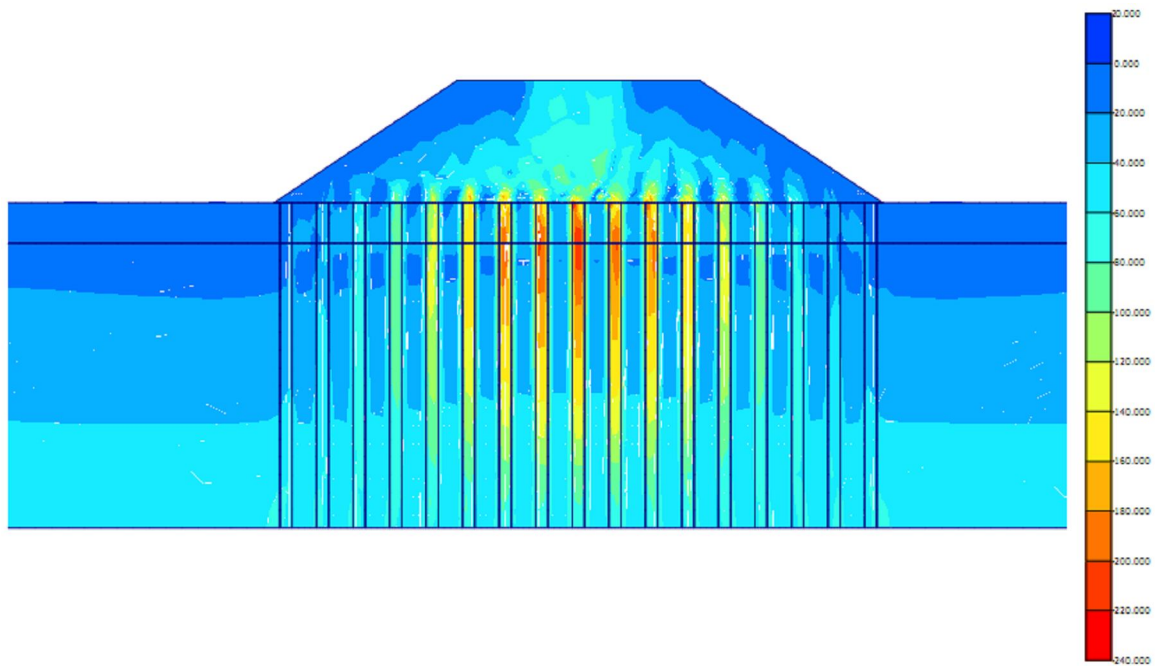
Jännitystarkasteluissa on tutkittu murtorajatilassa vaikuttavia vertikaalisia jännityksiä. Erityisen mielenkiinnon kohteena on kuivakuoren ympäristössä muodostuvien puristusjännitysten muodostuminen ja jakautuminen pilarin ja pohjamaan välillä. Kappaleessa viisi suoritetuissa pilaristabiloinnin mitoitustuloksissa pilarin puristusjännitystarkasteluiden tasona käytettiin kuivakuoren alapintaa. Elementtimenetelmän avulla jännitysten jakautuminen voidaan mallintaa klassista maamekaniikkaa yksityiskohtaisemmin ottamalla huomioon mm. huokosvedenpaineen vaikutus.

Painumatarkasteluissa on tutkittu käyttörajatilassa muodostuvia penkereen pitkän aikavälin kokonaispainumia. Laskelmat on suoritettu plastiseen analyysiin perustuen eikä penkereen aika-painuma käyttäytymistä ole otettu huomioon.

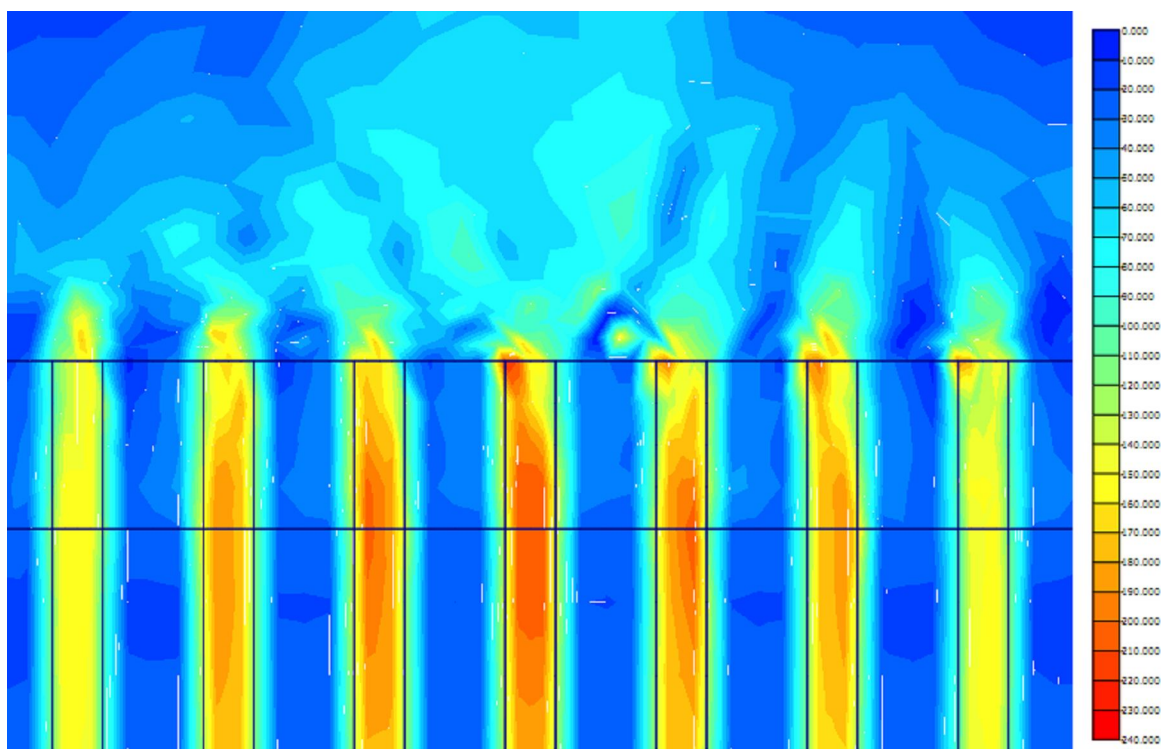
6.3.2 Jännityslaskelmien tulokset

Jännityslaskelmat on esitetty vertailemalla jokaisen tutkittavan jännitystarkastelutyypin tuloksia vuorotellen TH- sekä YM-mallien välillä. Jännityslaskelmissa on tutkittu vertikaalisten tehokkaiden jännityksien sekä kokonaisjännityksien muodostumista sekä koko poikkileikkauksen leveydeltä että kuivakuoren alapinnassa penkereen keskellä. Tasomalleilla suoritettut tarkastelut on esitetty kuvien ja leikkauskuvantojen avulla.

TH tarkastelutapauksen tehokkaiden vertikaalisten jännitysten muodostuminen on esitetty kuvassa 31. Kuvassa 32 on esitetty suurennos jännitysten jakautumisesta kuivakuoren ympäristössä penkereen keskellä. TH tapauksen tehokas maksimijännitys $220,39 \text{ kN/m}^2$ muodostui hieman kuivakuoren alapuolelle.

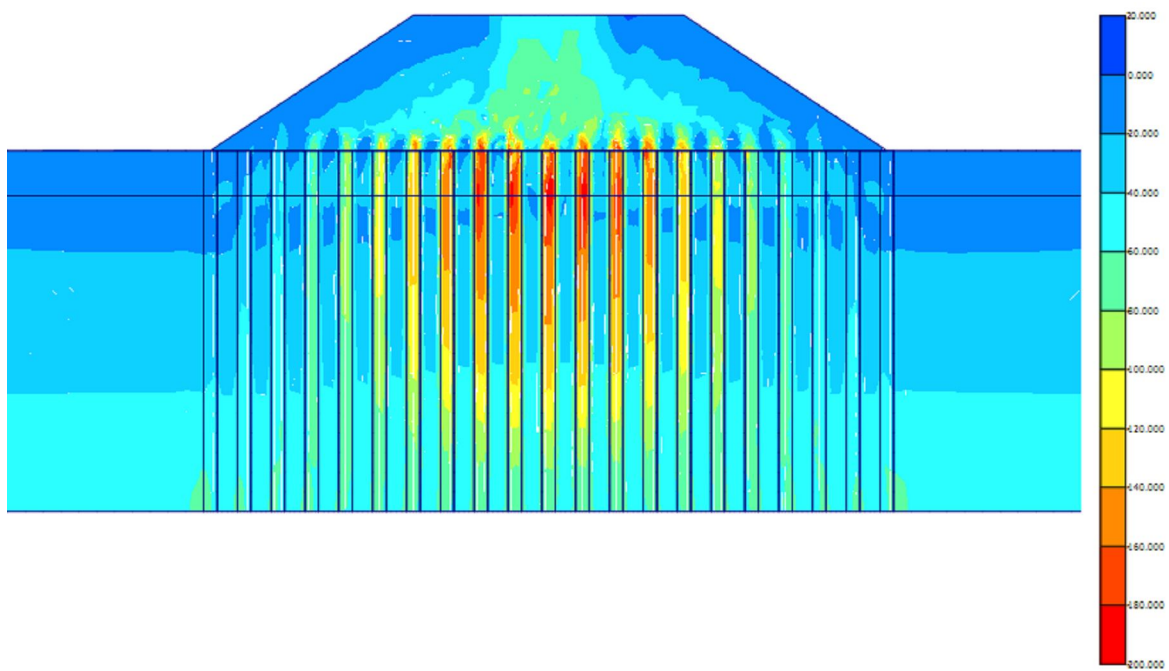


Kuva 31. TH tarkastelutapauksen tehokkaat vertikaaliset jännitykset [kN/m^2]

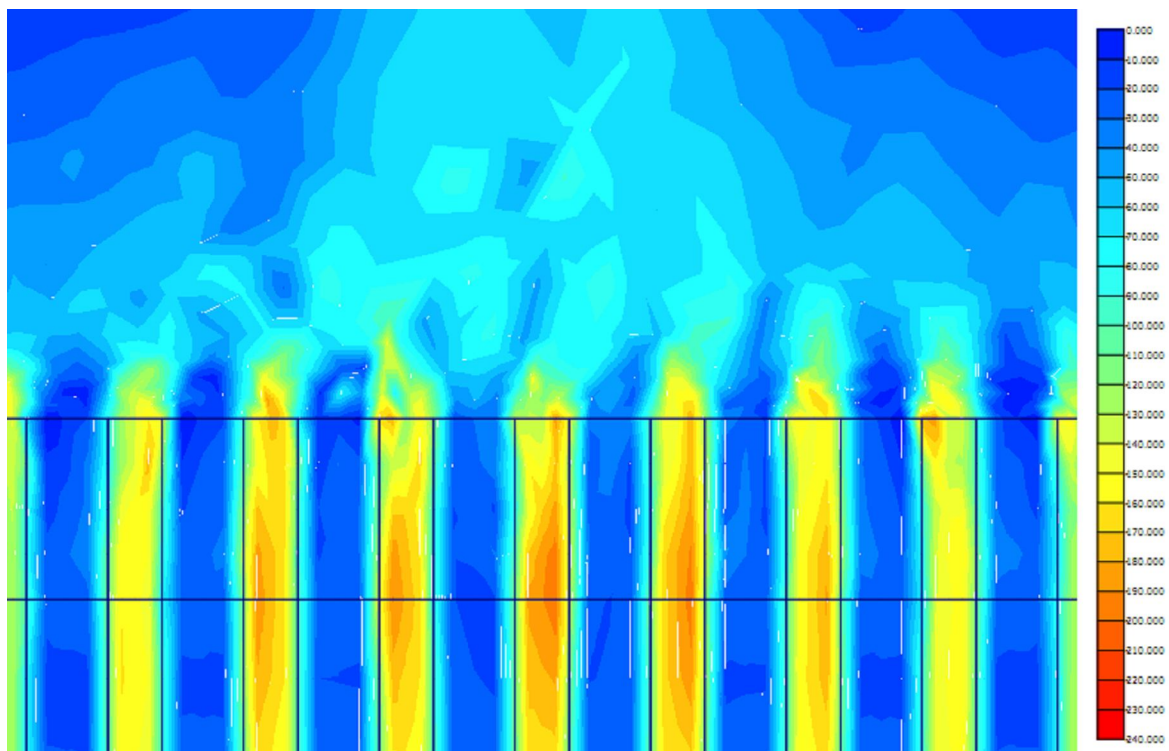


Kuva 32. TH tarkastelutapauksen tehokkaat vertikaaliset jännitykset kuivakuoren ympäristössä [kN/m²]

YM tarkastelutapauksen tehokkaiden vertikaalisten jännitysten muodostuminen on esitetty kuvassa 33. Kuvassa 34 on esitetty suurennos jännitysten jakautumisesta kuivakuoren ympäristössä penkereen keskellä. YM tapauksen tehokas maksimijännitys 198,25 kN/m² muodostui hieman kuivakuoren yläpuolelle.

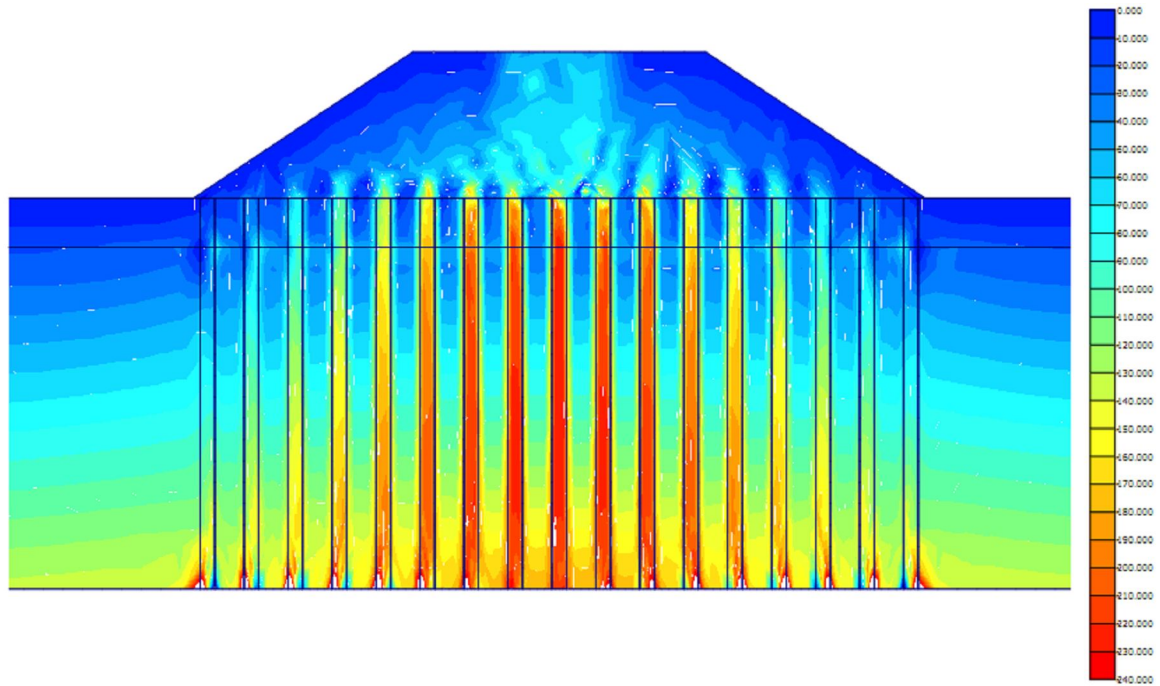


Kuva 33. YM tarkastelutapauksen tehokkaat vertikaaliset jännitykset [kN/m²]

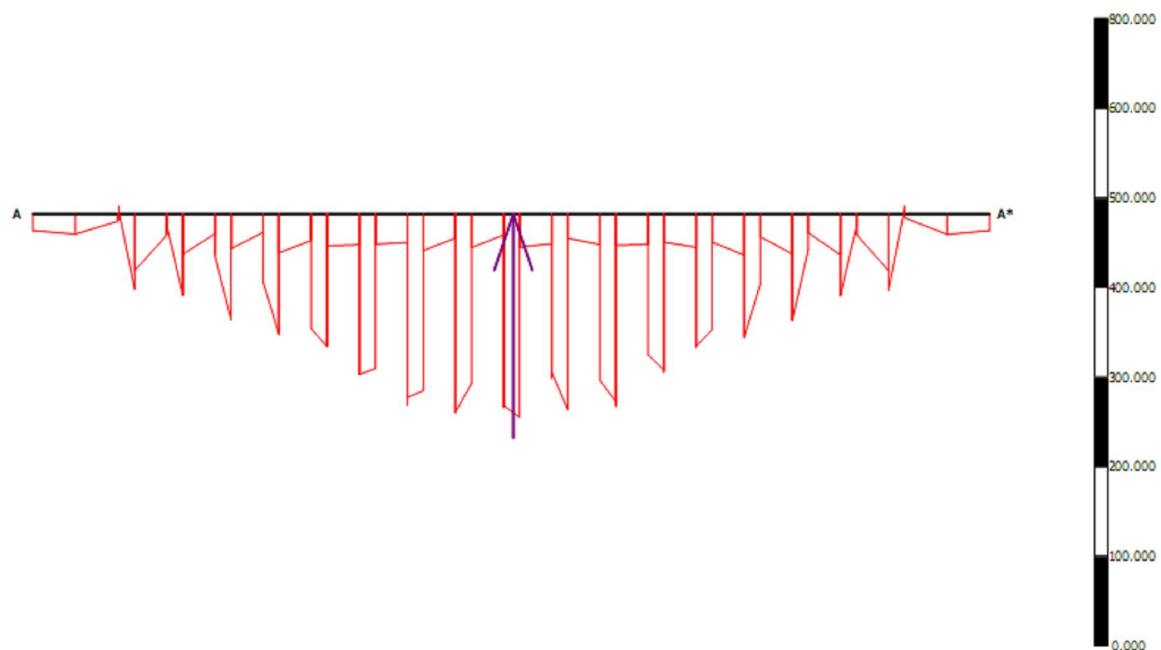


Kuva 34. YM tarkastelutapauksen tehokkaat jännitykset kuivakuoren ympäristössä [kN/m²]

Kuvassa 35 on esitetty TH tarkastelutapauksen vertikaaliset kokonaisjännitykset. TH tarkastelutapauksen paikallinen kokonaisjännitysten maksimi 229,42 kN/m² muodostui noin 10 cm kuivakuoren alapuolelle. Kuvassa 36 on esitetty A-A leikkaus kuivakuoren alapinnan kokonaisnormaalijännityksistä. Leikkauksen A-A maksimi normaalijännitys on 226,94 kN/m².

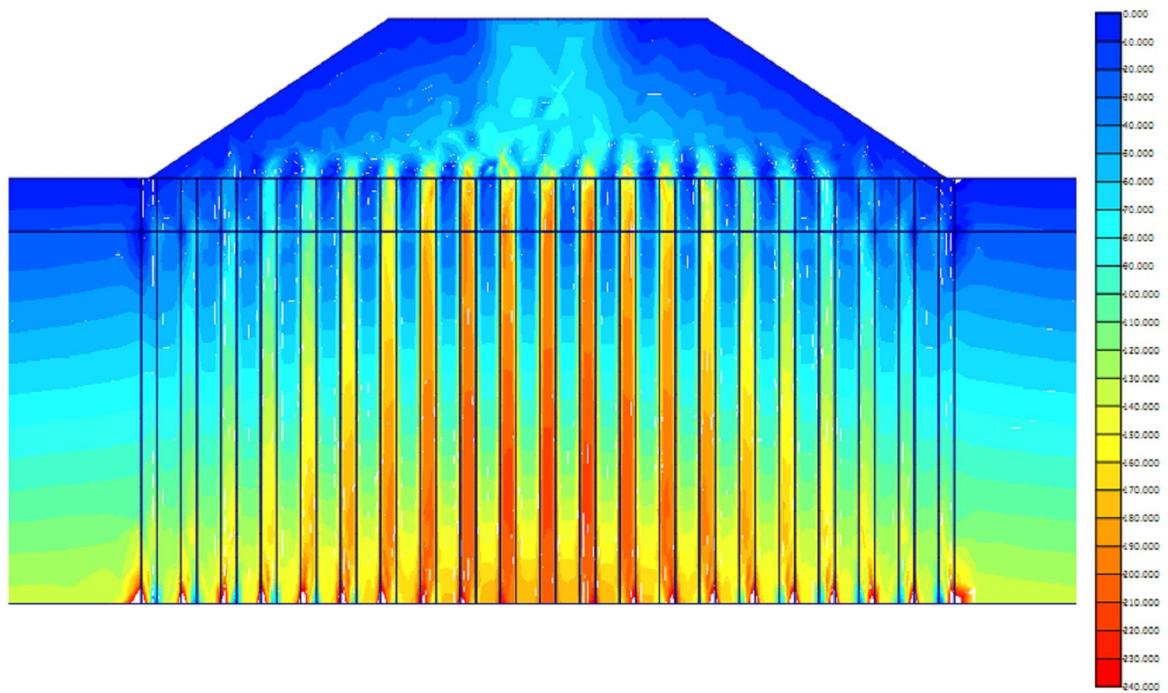


Kuva 35. TH tarkastelutapauksen vertikaaliset kokonaisjännitykset [kN/m²]

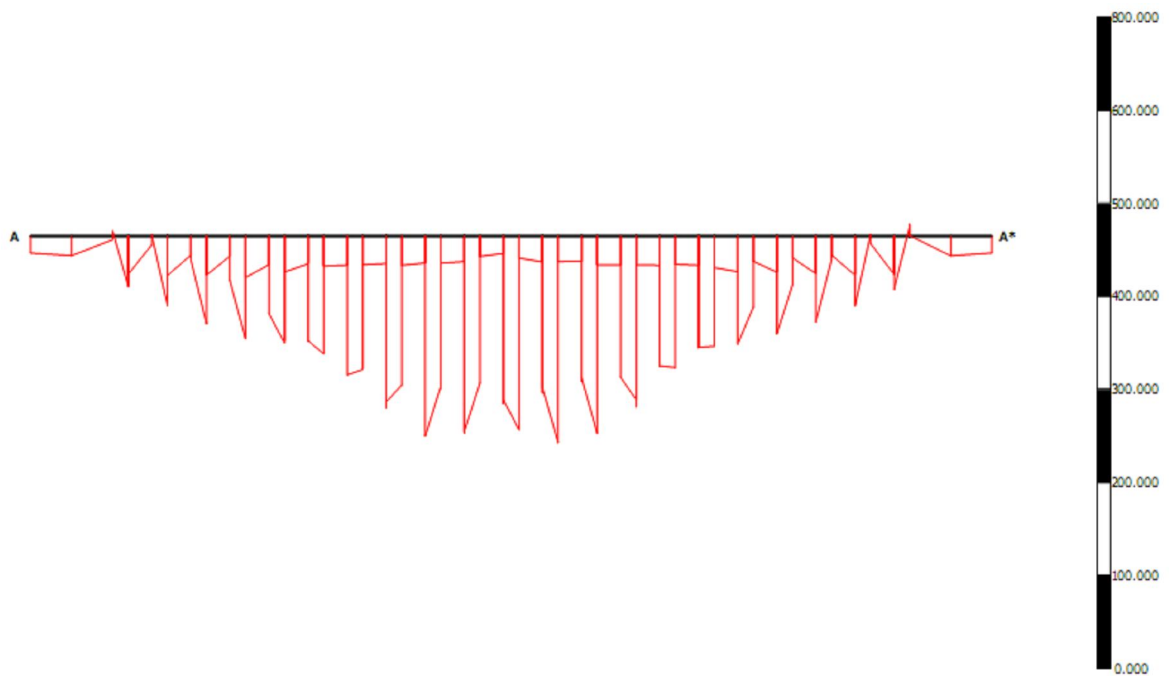


Kuva 36. Leikkaus A-A TH tarkastelutapauksen vertikaaliset kokonaisjännitykset kuivakuoren alapinnan tasossa [kN/m²]

Kuvassa 37 on esitetty YM tarkastelutapauksen vertikaaliset kokonaisjännitykset. YM tarkastelutapauksen paikallinen kokonaisjännitysten maksimi 222,25 kN/m² muodostui noin 20 cm kuivakuoren alapuolelle. Kuvassa 38 on esitetty A-A leikkaus kuivakuoren alapinnan kokonaisnormaalijännityksistä. Leikkauksen A-A maksimi normaalijännitys on 221,89 kN/m².

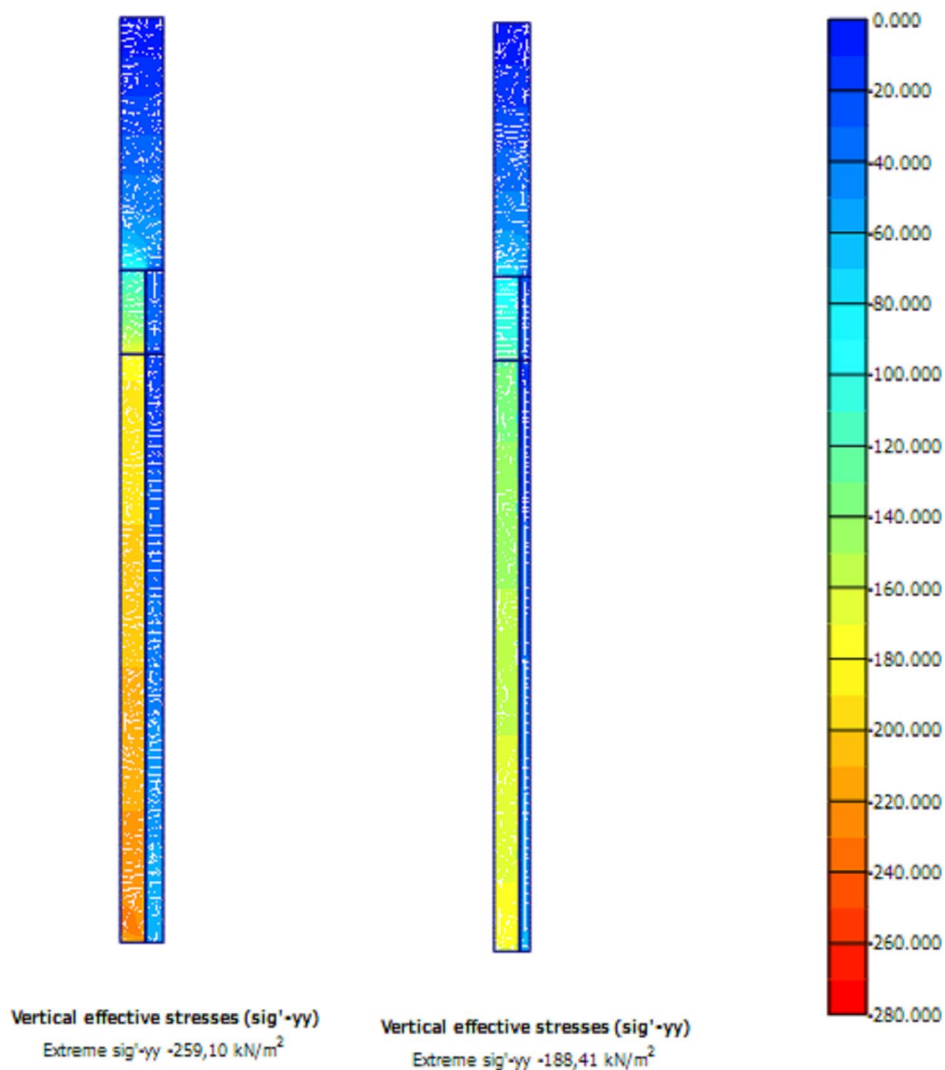


Kuva 37. YM tarkastelutapauksen kokonaisjännitykset [kN/m^2]



Kuva 38. YM tarkastelutapauksen kokonaisjännitykset kuivakuoren alapinnan tasossa [kN/m^2]

Pyörähdyssymmetriatarkastelut poikkeavat erityyppisen lähestymistavan vuoksi tasomallilla suoritetuista laskelmista. Pyörähdyssymmetriamallilla ei ole suoritettu jännitystarkasteluita suljetussa tilassa, koska huokosvedenpaineen aiheuttavat jännitykset eivät pääse muodostumaan luonnollisella tavalla. Kuvassa 39 on esitetty aksisymmetristen mallien tehokkaiden vertikaalisten jännitysten jakaumat avoimessa tilassa. Tuloksina saatiin TH tarkastelulla 259 kN/m^2 ja YM tarkastelulla $188,41 \text{ kN/m}^2$.



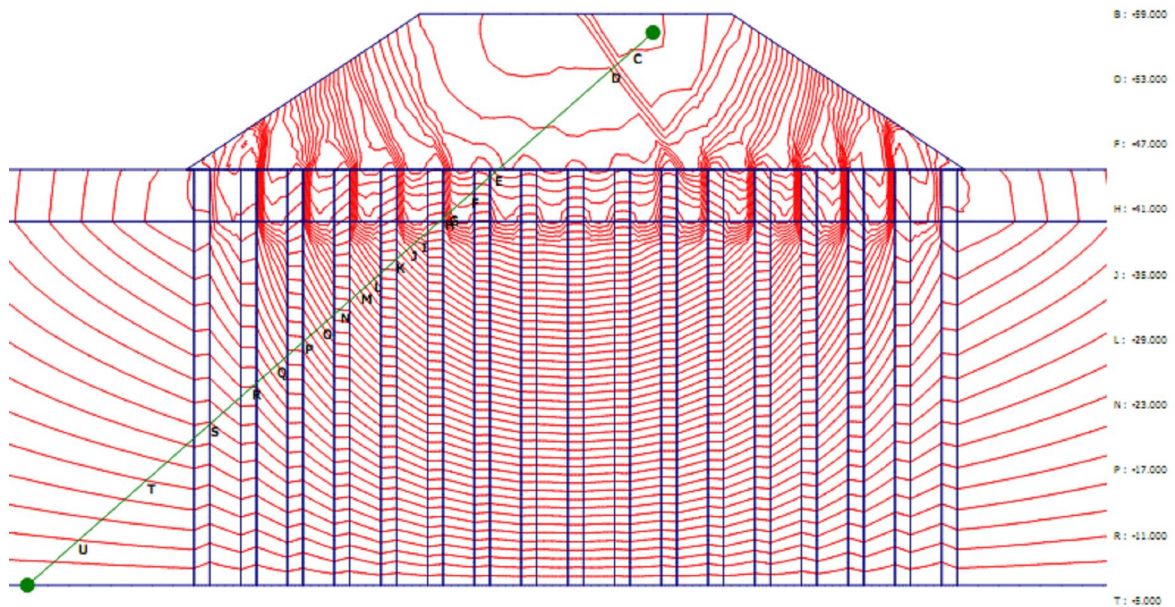
Kuva 39. Tehokkaiden vertikaalisten jännitysten jakautuminen aksisymmetrisissä avoimen tilan tarkasteluissa. Vasen tapaus TH ja oikea YM.

6.3.3 Painumalaskelmien tulokset

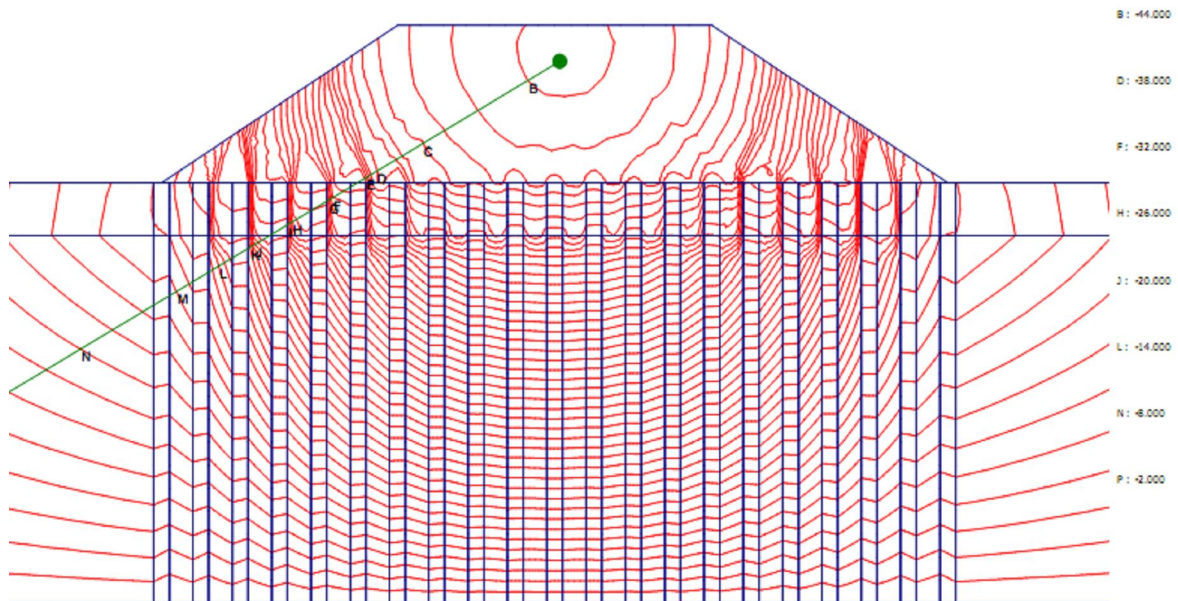
Painumatarkastelut on suoritettu käyttörajatilassa. Laskelmissa on käytetty plastista analyysiiä ja tutkittu kokonaispainumia. Pitkän aikavälin tarkasteluissa saven ja pilarin materiaalmalleille on käytetty avointa tilaa.

Penkereen pystysuorat kokonaispainumat TH sekä YM. Kokonaispainumien lisäksi on tutkittu miten syvästabiloinnin mitoituksen lähtökohtainen oletus pilarin ja maan painuman yhtäsuuruudesta toteutuu elementtimenetelmään perustuvan mallin avulla. Pilarin ja maan välillä syntyviä painumaeroja on mallinnettu penkereen alapinnassa leikkauskuvantojen avulla.

Tarkastelutapauksen TH penkereen vertikaaliseksi kokonaispainumaksi muodostui 56,22 mm. Kuvassa 40 on esitetty TH tarkastelutapauksen vertikaaliset muodonmuutokset tasapainokäyrien avulla. Kuvasta 40 nähdään myös miten painumaerot pilarien ja saven välillä tasaantuu syvemmälle mentäessä. Kuvassa 41 on esitetty YM tarkastelutapauksen vertikaaliset muodonmuutokset. Tarkastelutapauksen YM penkereen vertikaaliseksi kokonaispainumaksi muodostui 44,3 mm.



Kuva 40. TH tarkastelutapauksen vertikaaliset muodonmuutokset [mm]



Kuva 41. YM tarkastelutapauksen vertikaaliset muodonmuutokset [mm]

Pyörähdysymmetriatarkasteluissa muodostui kokonaispainumiksi TH tarkastelutapauksessa 57,40 mm ja YM tarkastelutapauksessa 40,35 mm. Tulokset ovat suuruusluokaltaan tasotapausten kanssa lähellä toisiaan.

6.4 FEM laskelmien yhteenveto

6.4.1 Jännitystarkastelut

Elementtimenetelmällä tehdyissä jännitystarkasteluissa keskityttiin vertikaalisten jännityksien sekä muodonmuutosten tutkimiseen. Laskentamallien vertikaaliset jännitykset aiheutuivat junakuorman ja penkereen tilavuuspainon vaikutuksesta. Elementtimenetelmällä tehdyistä tarkasteluista nähdään hyvin yksityiskohtaisesti miten kuormitukset jakautuvat pilarien ja maapohjan välillä.

Elementtimenetelmän etuina on pilaristabiloidun maan jännitysten jakautumisen mallintaminen klassista maamekaniikkaa yksityiskohtaisemmin. Elementtimenetelmällä saadaan tarkempia tuloksia, mutta toisaalta on syytä muistaa, että parametrien sekä geometriamallissa käytettävien laskentamallien virheellinen valinta voi johtaa saavutettujen etujen menettämiseen.

Tiehallinnon perinteisessä klassiseen maamekaniikkaan perustuvassa mitoitusmenetelmässä puristusjännitysten tarkastelutasona suositellaan käytettävän kuivakuoren alapintaa. Elementtimenetelmällä tehdyistä jännitystarkasteluista voidaan päätellä, että tarkastelutason valinta kuivakuoren alapintaan on hyvin lähellä jännitysten maksimien muodostumissyvyyttä eikä tarkastelutason sijaintia sitä ole syytä muuttaa.

Molemmissa tarkastelutapauksissa saatiin esille kaunis symmetrinen pystysuorien jännitysten muodostama sydänkuvio penkereen alapuolelle. Tasomallien tehokkaiden vertikaalisen jännityksien jakaumat on esitetty kuvissa 31-34.

Tiheämmän pilarivälin vaikutusta maksimijännityksiin arviotiin TH ja YM tarkastelutapauksen maksimijännityksien erotuksen avulla. Junakuormana käytettiin molemmissa laskentatapauksissa samaa kuormaa. Luonnollisesti tehokkaat jännitykset olivat tiheämmän pilarivälin ansiosta pienempiä YM tarkastelutapauksessa. Tehokkaiden jännitysten maksimien erotukseksi tarkastelutapausten välillä muodostui $22,14 \text{ kN/m}^2$.

Vertikaalisten kokonaisjännityksien maksimiarvojen tutkiminen ei ole mielekäästä, koska jännitykset kasvavat pääsääntöisesti kauttaaltaan syvyyden funktiona. Kokonaisjännitystarkasteluissa on huomio keskitetty kuivakuoren lähiympäristössä muodostuviin jännityksiin. Tarkasteltaessa kuivakuoren ympäristöä voidaan havaita Paikallisten maksimijännitysten muodostuvat hieman kuivakuoren alapuolelle. Kokonaisjännityksien jakautuminen on esitetty kuvissa 35 ja 37. TH tarkastelutapauksen paikallinen vertikaalinen maksimikokonaisjännitys on $229,42 \text{ kN/m}^2$. YM tarkastelutapauksella saadaan vastaavasti $222,25 \text{ kN/m}^2$. Kokonaisjännitysten paikallisten maksimien erotukseksi saadaan $7,17 \text{ kN/m}^2$.

Kuvissa 36 ja 38 on esitetty A-A poikkileikkauksen avulla normaalijännitykset kuivakuoren alapinnassa. Kokonaisjännitysten maksiminormaalijännitys muodostuu A-A leikkauksessa keskimmäisen pilarin kohdalle. Kuivakuoren alapinnassa kokonaisjännitysten erotus tarkastelutapausten välillä ei muodostunut yhtäsuureksi kuin tehokkaiden jännityksien maksimiarvojen erotukset. TH ja YM tarkastelutapauksien välillä saatiin kokonaisjännityksien erotuksena kuivakuoren tasossa $5,05 \text{ kN/m}^2$.

Pyörähdysymmetriamallilla saatuja tuloksia verrattaessa tasomallin tuloksiin on otettava huomioon mallien lähtökohtaiset erot. Koska malleissa käytetyt kuormat sekä geometria poikkeaa tasomallisista käytetyistä. Pyörähdysymmetriamallin ominaisuuksista on tarkemmin kappaleessa 6.2.5. Pyörähdysymmetriamallilla ei tehty tarkasteluja suljetussa tilassa.

Avoimen tilan tehokkaat jännitykset käyttäytyivät oletetulla tavalla. Pyörähdysymmetriamallin avoimen tilan tehokkaat vertikaaliset jännitykset on esitetty kuvassa 39.

6.4.2 Muodonmuutokset

Tiehallinnon syvästabiloinnin suunnitteluohjeen mitoituslähtökohtana kimmoisten pilarien suunnittelussa on pilarien ja maan yhteistoiminnan toteutuminen. Tämä edellyttää kuormien jakautuvan pilareille ja maalle niiden muodonmuutosmoduulien suhteessa. Yhteistoiminnassa oletetaan myös pilarien ja maan painumien olevan yhtäsuuria. Yhteistoiminnan toteutumiseen vaikuttaa pilarien k/k-väli, maan ja pilarin muodonmuutosmoduulien suuruus sekä pilaristabilointityössä käytetty tuotantotekniikka. Pilarin ja maan yhteistoimintaa on käsitelty yksityiskohtaisemmin kappaleessa 3.3.

Pilarivälin tihentymisen vaikutusta kokonaispainumiin on arvioitu TH ja YM tarkastelutapauksien tasomallien kokonaispainumien erotuksen avulla. Vertikaalisten kokonaispainumien erotukseksi tasomallien tarkastelutapausten välillä muodostui 12,1 mm. Tasomallien välinen painumaero on merkityksettömän pieni. Kokonaispainumat eivät kappaleen viisi mitoituslaskelmissakaan olleet mitoittavassa asemassa. Vertikaaliset muodonmuutokset on esitetty tasapainokäyrien avulla kuvissa 41 ja 41.

Saven ja pilarin painumat penkereen alapinnassa poikkeavat toisistaan. Siirrettäessä tarkastelutasoa syvemmälle painumaerot vähentyvät holvaantumisen vaikutuksesta. TH ja YM tarkastelutapausten muodonmuutoksia vertailemalla voidaan todeta, että tiheämmällä pilarivälillä painumaerot pilarin ja maan välillä muodostuvat pienemmiksi ja tasaantuvat nopeammin. Kuvista 40 ja 41 nähdään miten painumaerot jakautuvat TH ja YM tarkastelutapauksissa pilarien ja maan välillä.

Pyörähdysymmetriamallilla muodostui kokonaispainumiksi TH tarkastelutapauksessa 57,40 mm ja YM tarkastelutapauksessa 40,35 mm. Pyörähdysymmetriamallilla painumaeroiksi saatiin tarkastelutapausten TH ja YM välille syntymään 17,05 mm. Suuruusluokaltaan pyörähdysymmetriamallilla suoritettujen painumalaskelmien tulokset vastasivat hyvin tasomallilla saatuja tuloksia. Lähtökohtaisesti pyörähdysymmetriatarkastelujen tuloksia verrattaessa tasotapauksen tulosten kanssa on hyvä pitää mielessä, että mallien geometria sekä kuormitukset poikkeavat toisistaan. Painumatarkasteluiden tulosten perusteella pyörähdysymmetriamallilla saadut tulokset ovat alustavien painumien tutkimiseen käyttökelpoisia.

6.4.3 FEM tulosten vertailu klassiseen mitoitukseen

Vertaamalla FEM laskelmien tuloksia kappaleen viisi klassiseen maamekaniikkaan perustuviin pilaristabiloinnin mitoituslaskelmiin voidaan todeta, että tulokset ovat suuruusluokaltaan lähellä toisiaan. Pilaristabiloinnin mitoituslaskelma TH mitoitettiin sallimalla pilarille 241,50 kPa puristusjännitys. Elementtimenetelmällä saatiin samalla tarkastelutapauksella tehokkaaksi maksimijännitykseksi 220,39 kN/m².

Kappaleen viisi mitoituslaskelmissa saatiin TH tarkastelutapauksen kokonaispainumaksi 62,2 mm, joka on lähellä elementtimenetelmän tulosta 56,2 mm. Kappaleen viisi mitoituslaskelmissa saatiin YM tarkastelutapauksen kokonaispainumaksi 44,0 mm, joka on käytännössä yhtä suuri kuin elementtimenetelmän tasotapauksella saatu 44,3 mm.

Yhteenvetona voidaan todeta, että FEM laskelmien tulokset ovat samansuuntaisia klassisen maamekaniikan mitoitukseen verrattuna. Tämän tutkimuksen valossa klassinen maamekaniikka näyttäisi olevan tulostensa puolesta hieman varmemmalla puolella verrattuna elementtimenetelmällä tehtyihin tarkasteluihin.

7 JOHTOPÄÄTÖKSET

Tutkimuksen ensisijainen tavoite oli selvittää miten Eurokoodin mitoitusmenettely vaikuttaa ratapenkereen geotekniseen mitoitukseen. Kappaleen viisi pilaristabiloinnin mitoituslaskelmien tuloksista nähdään, että Eurokoodin vaikutus mitoitus tulokseen tulee tihentämään pilareiden k/k -väliä merkittävästi. Pilarivälin tihentyminen johtaa pilaristabilointimenetelmän taloudellisen kilpailukyvyyn heikkenemiseen. Pilaristabiloinnin k/k -välin tihentyminen on seurausta Eurokoodin murtorajatilatarkasteluissa käytetyistä osavarmuusluvuista.

Tutkimuksen tuloksista nähdään, että pilaristabiloinnin mitoituksessa murtorajatilassa suoritettut puristusjännitystarkastelut muodostuvat mitoittavaksi. Stabiliateetti tai käyttörajatilan painumat eivät vaikuttaneet mitoituksen lopputulokseen missään tarkastelutapauksessa.

Tutkimuksen toissijainen tavoite oli tutkia miten jännitykset jakautuvat pilaristabiloidussa maassa elementtimenetelmän avulla. FEM laskentamallien avulla saadaan klassista maamekaniikkaa yksityiskohtaisempi käsitys pilaristabiloidun maan muodonmuutoksien ja jännityksien muodostumisesta. Kappaleen kuusi tarkasteluista nähdään, että elementtimenetelmällä saadut puristusjännitykset muodostuivat pienemmiksi kuin kappaleen viisi mitoituslaskelmiin perustuva pilaristabiloinnin mitoitus. Tämä voidaan tulkita siten, että klassiseen maamekaniikkaan perustuva mitoitus on hieman varmemmalla puolella kuin mitä elementtimenetelmään perustuva mitoitus.

Vertailtaessa Tiehallinnon klassiseen mitoitukseen perustuvien mitoituslaskelmien tuloksia elementtimenetelmällä saatuihin tuloksiin, voidaan todeta mallien käyttäytyvän saman suuntaisesti ja tulokset muodostuvat samaan suuruusluokkaan. Vertikaaliset muodonmuutokset eli kokonaispainumat vastaavat toisiaan hämmästyttävän hyvin. Jännitystarkasteluissa erot muodostuivat suuremmiksi.

Eurokoodin vaikutuksesta tihentynyt pilariväli tarkoittaa käytännössä pilaristabilointimenetelmän varmuustason kasvamista nykyiseen mitoitukseen verrattuna. Koska nykyisten Tiehallinnon ohjeiden mukaan mitoitetuista pilaristabilointikohteista on pääsääntöisesti myönteisiä kokemuksia, herää kysymys onko nykyisen pilaristabiloinnin mitoituksessa käytetyn varmuustason korottaminen välttämätöntä?

Varmuustason säilyttäminen ennallaan, Eurokoodin voimaan astumisen myötä, on nykyisten mitoitusohjeiden mukaan mahdotonta. Yksiselitteistä ratkaisua tilanteeseen ei ole. Seuraavassa on esitetty joitain ajatuksia, miten Eurokoodin mitoitusmenetelmää soveltamalla pilaristabilointi voisi säilyttää kilpailukykyisen asemansa yhtenä vaihtoehtoisena pohjanvahvistusmenetelmänä.

Pilaristabiloitua maata käsitellään Eurokoodin mukaan maana, johon on lisätty sideainetta. Varsinaisessa EN 1997-1 standardissa maan kestävyys osavarmuusluku $\gamma_{R,e}$ on 1,4. Ympäristöministeriön kansalliseen liitteeseen on Suomessa valittu käytettäväksi maan kestävyys osavarmuuslukuna 1,5. Jos liikenne- ja viestintäministeriön kansallisessa liitteessä olisi mahdollisuus valita alkuperäinen 1,4, olisi pilarin puristusjännitystarkastelussa pilarin kannettavaksi mahdollisuus sallia enemmän kuormaa.

Tarkasteltaessa puristusjännitysten jakautumista elementtimenetelmän tasomallissa, havaitaan pilarien maksimipuristusjännitysten keskittyvän penkereen keskilinjän alapuolelle. Siirryttäessä keskilinjasta ulommas puristusjännitykset jäävät murto-osaan mitoittavista maksimipuristusjännityksistä. Elementtimenetelmään perustuvan mitoituksen avulla penkereen poikkileikkaus olisi mahdollista jakaa jännitys jakauman mukaisiin vyöhykkeisiin. Jännitysvyöhykkeille olisi mahdollista suorittaa mitoitus nykyistä tarkemmin. Pilarikaavion optimoinnilla laajoissa infrahankkeissa olisi mahdollisuus saavuttaa merkittäviä kustannussäästöjä.

Pilarien k/k-välin tihentäminen ei ole ainoa keino parantaa pilaristabiloinnin varmuustasoa. Tuotantotekniikkaa ja stabilointityön laatua parantamalla voidaan itse menetelmään luottaa entistä enemmän. Mahdollistamalla lujempien pilarien käyttö Tiehallinnon syvästabiloinnin suunnitteluohjeiden mitoituslähtökohtia tarkentamalla, voidaan samalla pilarivälillä aikaansaada pilaristabiloidulle maalle paremmat geotekniset ominaisuudet. Pilaristabiloinnin laadun kasvaminen edesauttaa myös pilarin ja maan yhteistoiminnan syntymisen toteutumista.

8 LÄHDELUETTELO

Aalto, A. 1998. Syvästabilointi. Tuotantotekniikka, laadunvalvonta ja mitoitus. 164 s. Teknillinen Korkeakoulu. Otaniemi.

Brinkgreve, R.B.J. & Broere, W. 2006. PLAXIS Finite Element Code for Soil and Rock Analyses. 2D - version 8. Netherlands. ISBN 978-90-76016-02-3.

Broms, B & Boman P. 1977. Stabilization of Soil with Lime Columns. Design Handbook, 2nd edition. Jord- och Bergmekanik, KTH, Stockholm.

Frank R., Bauduin C., Driscoll R., Kawalas M., Krebs Ovesen N., Orr T. and Schuppener B. 2004. Designers' Guide to EN 1997-1. Eurocode 7: Geotechnical design – General Rules. London: Thomas Telford. ISBN 0-7277-3154-8.

Juntunen P. 2004. Elinkaarikustannukset ja painumariskit tien perustamistavan valinnassa. Tielaitoksen selvityksiä 20/2004. Tiehallinto. Helsinki: Oy Edita Ab. 76 s. TIEH 3200870. ISBN 951-803-251-3.

Kivelö, M. 1998. Stabilization of embankments on soft soil with lime/cement columns. Doctoral Thesis 1023. Royal Institute of Technology. Division of Soil and Rock Mechanics. Stockholm. 170 s. ISSN 1400-1284.

Kotkansalo P. 1998. Syvästabilointiryhmän kilpailukyky pohjanvahvistusmarkkinoilla. Diplomityö. Espoo, TKK, Rakennusosasto. 206s.

Lahtinen, P. 1995. Syvästabiloinnin sideaine- ja materiaaliteknologia. Laboratoriotutkimukset. Tienpohja- ja päällysrakenteiden tutkimusohjelma 1994-2000. Projekti M332, väliraportti nro M4. Espoo. 19s.

Nikkinen, J. 2000. Syvästabiloitujen pilarien ja maan yhteistoiminta. Tielaitoksen selvityksiä 15/2000. Helsinki: Oy Edita Ab. s. 142. TIEL 3200604. ISBN 951-726-629-4.

Paloheimo, E. 1974. Varmuuden arviointi pohjarakennussuunnittelussa. Pohjarakennus. RIL 95. Helsinki: Suomen rakennusinsinöörien liitto r.y. ss 142-145. ISBN 951-758-003-7.

Ratahallintokeskus. 2008. Ratatekniset ohjeet. Osa 3: Radan rakenne. 89 s. Helsinki.

SFS-EN 1990. 2002. Eurocode. Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki: Suomen standardoimisliitto. 138 s.

SFS-EN 1997-1. 2004. Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 1: Yleiset säännöt. Helsinki: Suomen standardoimisliitto. 168 s.

SFS-EN 1997-2. 2007. Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 2: Pohjatutkimus ja koestus. Helsinki: Suomen standardoimisliitto. 158 s.

SFS-EN 14679. 2006. Pohjarakennustyöt: Syvästabilointi. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto. 48 s.

Smura, M. 2002. Geomitoitus for Windows, Syvästabiloinnin mitoitus v. 3.0VR, Mitoitusohjelman käyttöohje, Helsinki. 21s.

Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 2009. RIL 207-2009. Geotekninen suunnittelu. Eurokoodin EN 1997-1 suunnitteluohje. 244 s. ISBN 978-951-758-505-7.

Suomen Standardoimisliitto SFS r.y. 2008. SFS-käsikirja 173-2. Pohjarakentamistöiden suorittaminen. Osa 2: Syvästabilointi, lujitettu täyttö, injektointi, suihkuinjektointi, pystyjoitus ja syvätyritys. 265 s. ISBN 978-952-5650-65-5.

Suomen Standardoimisliitto SFS r.y. 2009. SFS-käsikirja 207. Eurokoodi 7. Geotekninen suunnittelu. 339 s. ISBN 978-952-242-037-4.

Tiehallinto. 2001. Syvästabiloinnin suunnitteluohje. 41 s. Helsinki: Edita Oyj. TIEH 2100008-01. ISBN 951-726-823-8.

Tielaitos. 1994. Maanvarainen tiepenger savikolla. Suunnitteluohje. Tielaitoksen selvityksiä 67/1994. Helsinki: Oy Edita Ab. ISBN 951-726-014-8.

Tielaitos. 1996a. Pilari- ja massastabiloinnin tuotantotekniikka. Tielaitoksen selvityksiä 39/1996. Helsinki: Oy Edita Ab. 21 s. TIEL 3200407. ISBN 951-726-241-8.

Tielaitos. 1996b. Syvästabilointi kehittyvänä pohjanvahvistusmenetelmänä. International Conference IS-Tokio '96. Tielaitoksen selvityksiä 77/1996. Helsinki: Oy Edita Ab. 53 s. TIEL 3200444. ISBN 951-726-305-8.

Tielaitos. 1996c. Pohjanvahvistusmenetelmän valinta. Tielaitoksen selvityksiä 79/1996. Helsinki: Oy Edita Ab. 26 s. TIEL 3200446. ISBN 951-726-307-4.

Tielaitos. 1997. Syvästabiloinnin mitoitusohje. Tielaitoksen selvityksiä 18/1997. Helsinki: Oy Edita Ab. 34 s. TIEL 3200465. ISBN 951-726-344-9.

Tielaitos. 1999. Syvästabilointi Tielaitoksen kohteissa. Osa 1: Toteutetut kohteet. Tielaitoksen selvityksiä 2/1999. Helsinki: Oy Edita Ab. 39 s. TIEL 3200540. ISBN 951-726-477-1.